

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

- Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
 Беркута А.В., к.е.н.
 Голоднов О.І., д.т.н., проф.
 Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
 Гордеев В.М., д.т.н., проф.
 Гуляев В.І., д.т.н., проф.
 Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
 Кваша В.Г., д.т.н., проф.
 Корольов В.П., д.т.н., проф.
 Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
 Лобанов Л.М., академік НАНУ,
 д.т.н., проф.
 Мушанов В.П., д.т.н., проф.
 Оглобля О.І., д.т.н., проф.
 Пасечнюк В.Л.
 Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
 Стоянов В.В., д.т.н., проф.
 Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,
 д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2012 — 2013 роки**

- Абель Д., д.т.н., проф. (США)
 Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)
 Белоев М., к.т.н. (Болгарія)
 Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
 Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)
 Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)
 Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
 Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
 Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)
 Кульбах В., академік НАНЕ, д.т.н., проф. (Естонія)
 Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
 Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
 Новак А., д.т.н., проф. (США)
 Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
 Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)
 Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
 Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
 Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
 Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)
 Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



4'2012

**ПРОМИСЛОВЕ
БУДІВНИЦТВО
ТА ІНЖЕНЕРНІ
СПОРУДИ**

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

БЕЗПЕКА БУДІВНИЦТВА

Д.В. Исаенко

МЕХАНИЗМИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
 В КОНТЕКСТЕ ПОЛОЖЕНИЙ ЗАКОНА УКРАИНЫ
 «О РЕГУЛИРОВАНИИ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ»
 (по материалам выступления на заседании МНТКС
 в г. Баку, Азербайджан, 15.10.2011 г.) 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

В.К. Цыхановский, С.М. Талах, А.И. Кордун

ОПТИМИЗАЦИЯ ФОРМЫ И СТРУКТУРЫ КОНСТРУКЦИИ
 ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА БОЛЬШОЙ ВМЕСТИМОСТИ 8

О.П. Носенко

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК
 ИЗ ПРОФИЛЕЙ ВЫСОКОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
 ($W = 4000 \text{ см}^3/\text{м шп.ст.}$) 14

ТЕХНІЧНЕ РЕГУЛЮВАННЯ У БУДІВНИЦТВІ

О.Й. Артанов, М.Л. Гринберг, І.М. Лебедич, В.В. Холькін

ПІДТВЕРДЖЕННЯ ВІДПОВІДНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ УКРАЇНСЬКИХ СТАДІОНІВ
 ДО ЄВРО-2012 НА ЗАСАДАХ ТЕХНІЧНОГО РЕГУЛЮВАННЯ В ЄС. 21

ПРОЕКТУВАННЯ

О.І. Оглобля, С.Л. Раздайбіда

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ ДАМБ ХВОСТОСХОВИЩ 29

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

Tomasz Domanski

TARGET RELIABILITY OF STEEL FASTENERS SUBJECTED TO SHEAR
 AT SPORT ARENAS IN NORMAL AND FIRE TEMPERATURES 37

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ

А.Я. Барашиков, В.К. Мельник, Т.А. Рябенко

ВПЛИВ МАТЕРІАЛУ ФІБРИ НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ
 ФІБРОБЕТОНІВ 41

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ

Г.М. Реминец

СОСТАВНАЯ ПАНЕЛЬ 45

МІЖНАРОДНИЙ ДОСВІД

А.А. Гром, Г.В. Ленда

МІЖНАРОДНА УКРАЇНСЬКО-ПОЛЬСЬКА
 НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ
 «МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ПРОСТОРОВИХ СПОРТИВНИХ СПОРУД» 46

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено
 до переліку наукових фахових видань із технічних наук

МЕХАНИЗМЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В КОНТЕКСТЕ ПОЛОЖЕНИЙ ЗАКОНА УКРАИНЫ «О РЕГУЛИРОВАНИИ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ»

(ПО МАТЕРИАЛАМ ВЫСТУПЛЕНИЯ НА ЗАСЕДАНИИ МНТКС В Г. БАКУ, АЗЕРБАЙДЖАН, 15.10.2011 Г.)

Обеспечение безопасности зданий и сооружений является неотъемлемой составляющей системы национальной безопасности и реализуется комплексом взаимосвязанных решений и механизмов нормативно-правового, организационного и технического характера.

Эффективность этой системы обусловлена последовательной реализацией актуальных задач на трех уровнях нормативного обеспечения: законодательство, акты исполнительной власти, нормативно-технические документы.

Наиболее актуальными задачами для Украины на сегодняшний день в рамках рассматриваемого предмета являются:

- формирование градостроительной документации как основы комплексной безопасности объектов;
- реализация требований безопасности к зданиям и сооружениям как основных направлений развития нормативной базы;
- распространение действия нормативной базы в строительстве на период эксплуатации объектов;
- расширение возможности использования проектировщиками прогрессивных технических решений для обеспечения требований безопасности;
- переход архитектурно-строительной инспекции от разрешительной деятельности к реализации механизмов рыночного надзора.

Перечисленные задачи решаются с учетом международного опыта, прежде всего стран СНГ и Евросоюза, в рамках ратифицированных Украиной международных договоров и конвенций с целью создания нормативного поля, гармонично интегрированного в международное нормативное пространство.

В 2011 г. с целью обеспечения благоприятных условий ведения бизнеса, развития строительной и смежных отраслей путем усовершенствования разрешительных и согласовательных процедур в строительстве, адаптации регуляторной политики нашей страны к существующим стандартам технически развитых стран был принят Закон Украины «О регулировании градостроительной деятельности» (далее Закон).

Процесс реализации этого Закона станет основой комплексного реформирования всей градостроительной деятельности в Украине. В положениях Закона отражены все приведенные выше



Д.В. Исаенко
заместитель Министра
регионального развития,
строительства
и жилищно-коммунального
хозяйства Украины

приоритеты, относящиеся к вопросу обеспечения безопасности зданий и сооружений, а анализ принятых мер по их реализации рассматривается как опыт Украины в указанном направлении.

Формирование градостроительной документации как основы комплексной безопасности объектов. Основой строительства в соответствии с Законом является планировочная документация. При этом перечень видов такой документации сокращен, изменены подходы к процессу её согласования, установлена бессрочность действия генеральных планов, усовершенствован порядок проведения общественных слушаний: отменены слушания по отдельным объектам, рассматривается только градостроительная документация; предложения подаются каждым субъектом персонально.

Вместе с тем, слушания являются действенным механизмом контроля за соблюдением интересов общественности при формировании градостроительной политики. Наиболее актуальными являются вопросы сохранения и восстановления экологического баланса на территории, а также обеспечение её экологической безопасности.

Законом предусматривается обязательность наличия градостроительной документации как условия для осуществления строительства. Путем градостроительного мониторинга создается возможность оценки результатов реализации мероприятий, предусмотренных градостроительной документацией, и необходимость внесения в неё изменений.

Установлением жесткой логической взаимосвязи между процессами планирования территорий и проектированием объектов следует считать переход Украины к разрешительно-согласовательной системе и назначению коэффициен-

Таблиця

Категории сложности объектов строительства	Класс последствий (ответственности) здания или сооружения	Характеристики возможных последствий от отказа здания или сооружения					
		Возможная опасность			Объем возможного экономического убытка	Потеря объектов культурного наследия	Прекращение функционирования объектов коммуникаций транспорта, связи, энергетики, других инженерных сетей
		для здоровья и жизни людей, постоянно пребывающих на объекте	для здоровья и жизни людей, периодически пребывающих на объекте	для жизнедеятельности людей, находящихся снаружи объекта			
		кол-во чел.	кол-во чел.	кол-во чел.	м.р.з.п.	категории объектов	уровень
V	СС3	Более 400	Более 1000	Более 50000	Более 150000	Национального значения	Общегосударственный
IV	СС2	300–400	500–1000	10000–50000	15000–150000	Местного значения	Региональный
III		50–300	100–500	100–10000	2000–15000	—	Местный
II	СС1	0–50	50–100	До 100	До 2000	—	—
I		0	До 50	До 100	До 2000	—	—

тов запаса при конструировании на уровень класса последствий проектируемого объекта, т.е. уровня прогнозирования социально-экономических последствий от нарушения возможности объекта выполнять своё функциональное назначение (см. таблицу).

При этом объекты идентифицируются показателем «класс последствий» или «класс ответственности». Показатели для классификации формализованы и среди них присутствуют такие, которые определяют влияние функционального отказа объекта на группы территорий – местный, региональный или национальный уровни. Соблюдая устоявшуюся классификацию и европейское обозначение классов последствий (СС1, СС2, СС3), установлен более детальный принцип дифференцирования и введен показатель «категория сложности». Сам термин «категория сложности» следует воспринимать как условный, он принят как привычный для субъектов строительной деятельности и устоявшийся со времен существования советских ЕНиР.

Исходя из опыта учета комплексной безопасности территорий стран Западной Европы перспективным источником информации для разработки градостроительной документации являются стандарты Евросоюза. Украина активно принимает такие стандарты как гармонизированные. Реализацию рассматриваемого направления можно структурировать следующим образом:

- смещение акцентов экологической безопасности на стадию разработки градостроительной документации;
- обеспечение обязательности наличия градостроительной документации для строительства и постоянный мониторинг за её соблюдением и развитием;
- законодательное обоснование показателя класса ответственности объекта в разрезе его

возможного влияния на комплексную безопасность территорий и организация системы разрешительно-согласовательных процедур в соответствии с этим показателем;

- распространение опыта Евросоюза в вопросах комплексной безопасности территорий.

Реализация требований безопасности к зданиям и сооружениям как основного направления развития нормативной базы. Требования безопасности или основные требования к зданиям и сооружениям впервые были сформулированы в 80-е годы прошлого века стандартом Совета Экономической Взаимопомощи: механическая прочность и устойчивость, пожарная безопасность, санитарная и экологическая безопасность, безопасность эксплуатации, защита от шума, энергоэффективность. Впервые на законодательном уровне эти требования были установлены Евросоюзом, впоследствии реализованы техническими регламентами многих стран, в т.ч. и стран СНГ (Украина, Россия, Беларусь, Казахстан). Требования развиваются, несколько варьируются в разных странах, однако суть их остается прежней. Несмотря на традиционность требований безопасности, реализация их в проектах и контроль за их соблюдением вызывали существенные осложнения. Прежде всего, это связано с устоявшейся практикой проектирования, когда различные разделы проекта разрабатывали разные ответственные исполнители, аналогично осуществлялась и экспертиза. В результате замечания к проекту могли носить локальный и не принципиальный характер к отдельным его разделам, а требования безопасности, которые содержатся в разных разделах, не были комплексно оценены. Считалось, что указанные недостатки компенсируются осуществлением ведомственной экспертизы (противопожарной, экологической, санитарной, промышленной безопасности

и т.д.). Однако опыт показал неэффективность такого подхода. На деле ведомственная экспертиза ограничивалась анализом отдельных разделов проекта, в основном это касалось инженерных систем и не обеспечивало комплексного видения требований безопасности, поскольку идеология их формирования начинается на этапах разработки объёмно-планировочных решений и конструирования.

Решение задачи требовало комплексного и системного подхода, первым этапом которого было установление логики формирования строительных норм (рис. 1). Этот этап начат Украиной принятием Технического регламента в 2006 г. и на сегодняшний день реализован. Следующий этап начался с принятия Закона «О регулировании градостроительной деятельности», которым, в частности, установлено, что экспертиза проектной документации осуществляется единой организацией с привлечением профильных экспертов; документация на объекты I–III категорий сложности не подлежит экспертизе (кроме сметной части документации на объекты, строительство которых осуществляется за средства государства, и проверки в части прочности и надежности объектов, возводимых на территориях со сложными инженерно-геологическими и техногенными условиями); проектная документация не требует согласований государственными органами, органами местного самоуправления.

Законом также предусматривается обязательная аттестация ответственных исполнителей участников строительного процесса. Сегодня такая аттестация выполняется архитектурно-строительной комиссией Минрегиона (архитекторы, проектировщики, эксперты, технадзор) с ориентацией на выполнение требований безопасности. Направления сертификации проектировщиков приведены на рис. 2.

Ответственные исполнители проходят аттестацию по соответствующему направлению, получают сертификат, ставят свой персональный штамп на документацию, которую подписывают, и несут персональную ответственность за принятые решения в соответствии с направлением полученного сертификата. Персональная ответственность обусловлена соответствующими изменениями к Закону Украины «Об административных правонарушениях в сфере градостроительства» и предусматривает существенные штрафы.

Реализацию рассматриваемого направления можно структурировать так:

- установление основных требований к зданиям и сооружениям (требований безопасности) на уровне национального законодательства;
- структурирование системы строительных норм по степени детализации требований безопасности;



Рис. 1. Формирование строительных норм

- профессиональная аттестация ответственных исполнителей – субъектов строительной деятельности – в соответствии с требованиями безопасности, установленными законодательством;
- персональная ответственность исполнителей за принятые технические решения в соответствии с профилем их квалификационных сертификатов.

Реформу в данном направлении нельзя считать безболезненной, поскольку она обуславливает необходимость изменения сложившихся у ответственных исполнителей стереотипов. Вместе с тем, значительное увеличение обращений в Министерство относительно разъяснения положений нормативной базы (в т.ч. действующих со времен СССР) однозначно демонстрирует активность изучения нормативной базы и действенность принятых решений.

Распространение действия нормативной базы в строительстве на период эксплуатации объектов. Строительная нормативная база устанавливает требования к зданиям и сооружениям, которые реализуются в процессе проектирования и строительства (новое строительство, реконструкция, капитальный ремонт). Требования безопасности относятся к периоду эксплуатации объекта строительства, а надежность свидетельствует об уровне выполнения этих требований в процессе эксплуатации.

В то же время, анализ нештатных ситуаций показывает, что подавляющее большинство из них возникло из-за неграмотной эксплуатации объекта, отсутствия системы периодического осмотра, несвоевременного или неквалифицированного обследования объекта эксплуатации, невыполнения рекомендаций, принятых по результатам обследования и т.п.

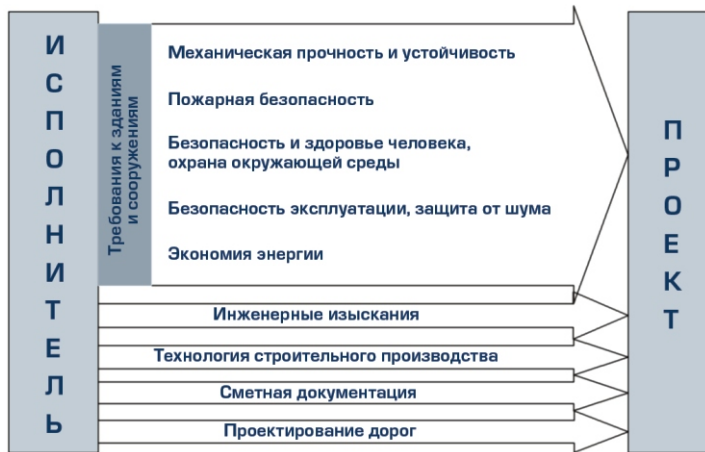


Рис. 2. Направления сертификации проектировщиков

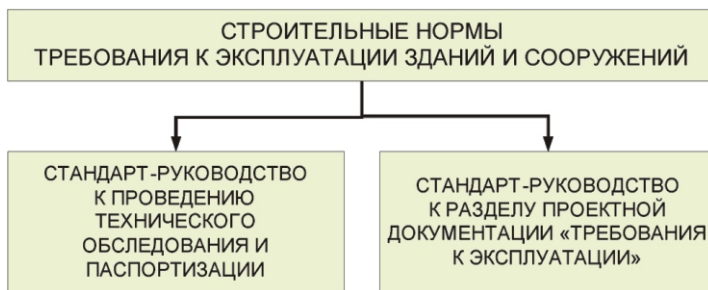


Рис. 3. Структура базового комплекта нормативных документов

Основными причинами сложившейся ситуации следует считать изменение структуры собственности объектов недвижимости и непригодность нормативной базы в данном направлении к условиям многоукладной экономики.

В Украине завершается работа над базовым комплектом нормативных документов по вопросам эксплуатации объектов, структура которого приведена на рис. 3.

Что касается обследования, то в Украине действует ряд нормативных документов. Однако они направлены исключительно на обследование конструкций и не охватывают инженерные системы, которые в значительной степени определяют безопасность объекта. Введение классов ответственности и конкретизация показателей для их определения дает возможность предъявлять конкретные требования к конструкциям в процессе их эксплуатации, что тоже не учтено в действующих нормативных документах.

Раздел в проектной документации «требования к эксплуатации» является логичным, и попытка его введения была предпринята ещё в СССР, однако не была реализована.

Особые требования должны предъявляться к квалификации персонала, осуществляющего обследование эксплуатируемых объектов, по-

скольку к его компетенции относится комплексный анализ соблюдения всех требований безопасности. Сертификация экспертов по обследованию зданий и сооружений уже проводится в Украине в соответствии с требованиями Закона.

Обеспечение безопасности объектов невозможно без определения на законодательном уровне меры ответственности эксплуатирующей организации за соблюдение требований к эксплуатации и осуществления государственного надзора за такими организациями. Соответствующее изменение к Закону уже находится на рассмотрении в Верховном Совете Украины.

Современные здания следует рассматривать как высокотехнологический комплекс, учитывая динамичное увеличение сложности систем жизнеобеспечения. Существующие проектные решения, как правило, не дают возможности свободного осмотра несущих конструкций. Поэтому возникла необходимость установки автоматизированных систем контроля состояния объекта и управления системами жизнеобеспечения. Такие системы используются в технически развитых странах. После проведения соответствующих экспериментальных работ в Украине создана необходимая нормативная база, завершается работа над строительными нормами, которыми будет установлено обязательное требование наличия таких систем при введении в эксплуатацию объектов IV–V категорий сложности.

Проект изменения к Закону «О регулировании градостроительной деятельности» предусматривает проведение обязательной паспортизации ранее построенных объектов, особенно в существующих условиях эксплуатации.

Реализацию рассматриваемого направления можно структурировать так:

- создание базового комплекта нормативных документов с требованиями к эксплуатации зданий и сооружений;
- введение раздела проектной документации «требования к эксплуатации»;
- аттестация экспертов по обследованию зданий и сооружений;
- расширение сферы деятельности архитектурно-строительной инспекции на период эксплуатации зданий и сооружений;
- установление административной ответственности эксплуатирующего субъекта за несоблюдение требований к эксплуатации;
- оснащение объектов высокого уровня ответственности автоматизированными системами контроля состояния объекта и управления системами жизнеобеспечения;
- паспортизация ранее построенных объектов недвижимости.

Расширение возможностей проектировщиков в использовании прогрессивных технических решений для обеспечения требований безопасности. Интенсивное развитие строительной нормативной базы в международном пространстве технического регулирования сформировало новые подходы к различным группам нормативных документов:

- строительные нормы – требования к объекту нормирования;
- стандарт (свод правил) – методы и способы реализации таких требований.

При этом стандарт носит рекомендательный характер.

В настоящее время существующие строительные нормы Украины пересматриваются с целью исключения из них правовых норм и максимально возможного на этом этапе соблюдения приведенного выше принципа. Эта работа планируется к завершению в 2015 г.

Вместе с тем, на законодательном уровне установлена возможность одновременного действия нескольких ветвей строительных норм: традиционной и заимствованной из Европейской региональной системы стандартизации и нормирования.

Существование двух легализованных ветвей расчета строительных конструкций предоставляет право выбора проектировщику и заказчику, дает возможность осуществления реального сравнительного расчета.

Украиной проводится гармонизация нормативной базы с региональными и международными стандартами как наиболее апробированными методами достижения требований безопасности. При этом предпочтение отдается стандартам в сегментах, наиболее глубоко проработанных данной системой. Например, требования безопасности к многоквартирным зданиям детально

проработаны ISO, где в этом направлении работает специальный технический комитет (ТК), реализуя в своих стандартах прогрессивные технические решения.

В вопросах автоматизации, в т.ч. и с целью обеспечения энергоэффективности, ориентация осуществляется на стандарты Евросоюза, которые предоставляют вариабельность набора средств автоматизации для достижения нужного класса энергоэффективности.

Незаангажированность Украины на одном источнике нормативной базы, создание национальных стандартов, широкая практика применения стандартов одновременного действия создает возможность выбора проектировщиком оптимального решения из предложенного спектра.

Реализацию рассматриваемого направления можно структурировать следующим образом:

- регламентирование строительными нормами требований безопасности; описание стандартами (сводами правил) возможных путей их достижения;
- обеспечение возможности альтернативных расчетов конструкций стандартизированными методами;
- интенсификация процесса гармонизации национальной нормативной базы с международными (ISO), европейскими (EN) и межгосударственными (ГОСТ) стандартами;
- использование прогрессивных технологий и оборудования для достижения требований безопасности нестандартными методами.

Переход архитектурно-строительной инспекции от разрешительной деятельности к реализации механизмов рыночного надзора. Предмет, механизмы работы и сама организационная структура инспекции формировались, начиная с 1992 г., на основе опыта ее деятельности в период существования СССР, с учетом изменения уклада экономики и изменяющихся тенденций видения участия государства в строительной деятельности. В частности, были созданы и реализованы механизмы лицензирования субъектов строительной деятельности, принятия в эксплуатацию объектов строительства, разрешительной системы на разных стадиях строительного производства. Сама инспекция вначале существовала как система органов территориального подчинения, впоследствии была объединена в единый надзорный орган центрального подчинения.

Ряд реализованных решений является актуальным и сегодня. Вместе с тем, основная направленность работы инспекции на субъекты строительной деятельности, а не на ее предмет, оказалась низкоэффективной в рыночных условиях и требовала реформирования. Началом реформы

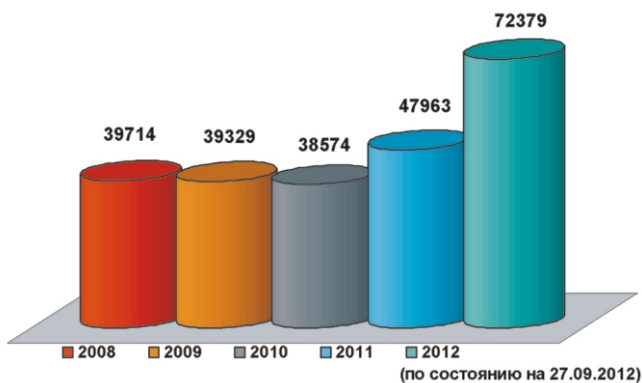


Рис. 4. Динамика количества объектов строительства, на которые получено право на выполнение строительных работ (2008–2012 гг.)

следует считать принятие Закона Украины «О рыночном надзоре продукции непищевого назначения», которым сфера деятельности государственного надзора переведена из технологии и процесса изготовления изделий на надзор соответствия технических показателей и параметров изделий, поступивших на рынок. Строительная отрасль была подготовлена к такому переводу развитой системой технического регулирования.

Следующий этап реформирования надзорной деятельности градостроительства начинается с принятия на законодательном уровне порядка, согласно которому застройщик имеет право выполнять строительные работы без получения разрешения, на декларативной основе, путем направления уведомления или подачи декларации о начале выполнения таких работ (кроме объектов IV и V категорий сложности, на строительство которых выдается разрешение). Срок регистрации декларации и получения разрешения установлен 5 и 10 дней соответственно, после чего вступает в действие принцип молчаливого согласия.

Существенно сокращен перечень документов, которые предоставляются для получения права на проведение строительных работ, установлен перечень случаев, в которых реконструкция, реставрация или капитальный ремонт объектов могут производиться при отсутствии документа, который подтверждает право собственности или пользования земельным участком.

Упрощена также процедура принятия в эксплуатацию объектов, особенно I–III категорий сложности. Те объекты, на которые необходимо получить разрешение на выполнение строительных работ, принимаются на основании акта готовности объекта к эксплуатации путем выдачи сертификата. На весь процесс отводится 10 дней.

Лицензированию в настоящее время подлежит только хозяйственная деятельность, связанная со строительством объектов архитектуры IV и V категорий сложности.

Законодательством установлена ответственность за нарушение должностными лицами архстройинспекции процедурных вопросов и выдачу сертификата на объект, построенный с нарушением строительных норм. Объем штрафа может достигать 250 необлагаемых минимумов.

Реализацию рассматриваемого направления можно структурировать следующим образом:

- сокращение видов лицензируемой деятельности, количества и времени на подготовку разрешительных процедур;

- переход к декларативной системе, как преваляющему механизму на рынке строительства и строительных изделий;
- систематизация работ инспекционного контроля;
- установление ответственности за выполнение работ архстройинспекцией.

Действенность принятых мер можно продемонстрировать динамикой количества объектов строительства, на которые получено право на выполнение работ в 2008–2012 гг. (рис. 4). Динамика особо показательна, исходя из того, что в соответствии с логикой рыночной экономики в 2007–2008 гг. наблюдался пик активизации строительной деятельности.


Развитие национального законодательства, регулирующего вопросы строительного комплекса, направлено на решение наиболее актуальных для государства проблем. В то же время, интенсивность его развития, как правило, обуславливает вероятность разночтений отдельных положений, в т.ч. и на уровне терминологии.

Украина находится на стадии систематизации законодательства.

Четко обозначились две взаимодействующие ветви законодательства. Одна регулирует непосредственное участие государственных органов в процессе застройки территорий и освещает вопросы материального и процессуального права. Базовым в этой ветви является Закон Украины «О регулировании градостроительной деятельности». Вторая относится к области технического регулирования и устанавливает рыночные механизмы обеспечения безопасности среды обитания. Базовым в этой ветви является Закон Украины «О строительных нормах».

Проведение такой систематизации стало реальным после принятия и реализации определенного объема подзаконных актов и наработки существенного массива документов технического характера.

Сочетание четких требований к зданиям, сооружениям, продукции строительного назначения, субъектам строительной деятельности и их персоналу, распределение ответственности между участниками процесса создания объекта архитектуры и теми, кто эти объекты эксплуатирует, действенность механизмов технического регулирования и государственного надзора обеспечат комплексную безопасность среды обитания, в т.ч. зданий и сооружений.

Надійшла 29.11.2012 р. 

УДК 539.3

ОПТИМИЗАЦИЯ ФОРМЫ И СТРУКТУРЫ КОНСТРУКЦИИ ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА БОЛЬШОЙ ВМЕСТИМОСТИ

На основе оптимизации формы и структуры оболочечной конструкции предложена новая конструктивная схема вертикального цилиндрического резервуара. Рассмотрена внутренняя задача оптимального проектирования комбинированной оболочечной системы при локальном варьировании кривизны тонколистовой оболочки и структурного изменения вертикальных ребер-стоек каркаса конструкции цилиндрического резервуара.

New constructional form of vertical cylindrical tank was proposed on base optimization form and structure of shell construction. Inside task of optimum design of combined shell system for local verification of sheet-shell curvature and of structural change of vertical pillar of framework construction of cylindrical tank.

Ключевые слова: цилиндрический резервуар, нелинейное деформирование, вариационные методы, тонкие оболочки.

В условиях необходимости хранения значительных запасов нефти возникает потребность в строительстве сверхбольших емкостей для нефтепродуктов.

Новая конструктивная схема цилиндрического резервуара нетрадиционной конструкции, предложенная в [1–3], позволяет унифицировать проектирование вертикальных резервуаров повышенной вместимости от 100 до 300 тыс. м³.

Рассматривается унифицированная конструкция цилиндрического резервуара повышенной емкости при формоизменении стенки с учетом развития упруго-пластических деформаций и устойчивости вертикальных элементов каркаса при максимальных вертикальных нагрузках. Формоизменение вертикальной стенки резервуара за счет дополнительной кривизны приводит к изменению общей формы боковой поверхности, т.е. переходу к сферотороидальной комбинированной поверхности. Такое преобразование позволяет снизить кольцевые усилия в оболочке и концентрацию напряжений в закруглениях резервуара (зона перехода от вертикальной стенки к горизонтальному днищу). Однако увеличение кривизны боковой поверхности резервуара увеличивает критические напряжения от локального продольного изгиба в вертикальных элементах каркаса конструкции резервуара. Параметры изменения кривизны боковой поверхности следует увязывать с условиями обеспечения устойчивости элементов каркаса вертикальной стенки резервуара. Таким образом, к изложенным проблемам уточненного расчета рассматриваемой комбинированной конструкции прибавляется проблема оптимального формоизменения боковой поверхности и структурного изменения конструкции ребер-стоек резервуара. При оптимизации осуществ-



В.К. Цыхановский

главный научный сотрудник
ООО «Украинский институт
стальных конструкций
имени В.Н. Шимановского»,
д.т.н., профессор



С.М. Талах

доцент кафедры реконструкции
аэропортов и автодорог
Национального авиационного
университета,
к.т.н.



А.И. Кордун

руководитель группы ОНТР
ООО «Украинский институт
стальных конструкций
имени В.Н. Шимановского»,
аспирант

ляется оптимальный выбор густоты сетки конечноэлементной модели по вертикальной стенке и закруглениям резервуара, тем самым проводится исследование внутренней сходимости результатов решения дискретной модели конструкции.

Дискретная модель конструкции цилиндрического резервуара построена на основе метода конечных элементов [1, 2, 4]. Для получения разрешающих уравнений метода конечных элементов (МКЭ) сформулирован вариационный принцип виртуальной работы в приращениях на основе нелинейной теории упругости и пластичности [1, 2, 4]:

$$\int_V (\hat{C}^t)^T \hat{dV} \hat{u} \hat{u} dV \quad (1)$$

$$\int_V \vec{p} \hat{u} dV - \int_S \vec{q} \hat{u} dS = 0,$$

где \hat{C}^t – второй тензор начальных (накопленных) напряжений Пиола-Кирхгоффа; \hat{C} – тензор приращений конечных деформаций Коши-Грина, обусловленный возмущением равновесной конфигурации C^t (в произвольный момент времени) и переходом её в конфигурацию C^t ; \hat{u}, \hat{u} – векторы приращений перемещений и ускорений; \vec{q}, \vec{p} – обобщенные векторы удельных объемных и поверхностных сил, действующих на тело и отнесенных к конфигурации C^t .

Рассматриваемая конструкция вертикального цилиндрического резервуара имеет достаточно сложную форму и конфигурацию, топологию и структуру комбинированной механической системы, включает конструктивные элементы с различными физико-механическими характеристиками. Таким образом, конструкция представляет собой оболочечную конструкцию сложной формы с существенной физической неоднородностью. В [1] приведена разработанная дискретная модель рассматриваемой конструкции резервуара, для которой решена задача оптимального проектирования по оптимизации формы и структуры с вертикальной наружной стенкой.

Описание геометрии ограничивающих поверхностей оболочки осуществляется на основе аналитических методов с использованием набора канонических уравнений, представленных в глобальной системе координат [1]. Рассматри-

ваемый вариант комбинированной оболочечной системы отличается прежде всего описанием геометрии основного цилиндрического фрагмента (рис. 1). Поверхность стенки резервуара предлагается описывать поверхностью тора (фрагмент F_3), сопряженного со сферической поверхностью покрытия (фрагмент F_1) и поверхностью круглой плиты днища (фрагмент F_5) с помощью верхнего (фрагмент F_2) и нижнего (фрагмент F_4) кольцевых четвертьторовых поверхностей.

На рис. 1 представлена плоская геометрическая схема в радиальном сечении резервуара с учетом осевой симметрии. Эта схема отличается от схемы в [1] построением фрагмента геометрии F_3 , описывающего каноническую поверхность части тора (дуги, опирающейся на угол 2α), для чего необходимо вычислить следующие параметры (см. рис. 1):

1) из $C_3 C_0 C_2$ имеем уравнение

$$(R_0^3 - f - r_2)^2 = \frac{l^2}{2} (R_0^3 - r_2)^2;$$

$$l = H - r_2 - r_4, \quad (2)$$

которое решаем относительно R_0^3

$$R_0^3 = \frac{f^2 + \frac{1}{4}l^2 - 2r_2 f}{2f}, \quad (3)$$

где f – стрела прогиба в центре вертикальной стенки резервуара; r_2 – радиус верхнего четвертьтора; l – высота вертикальной стенки резервуара;

2) координаты точки C_3 вспомогательной системы координат фрагмента F_3 (см. рис. 1)

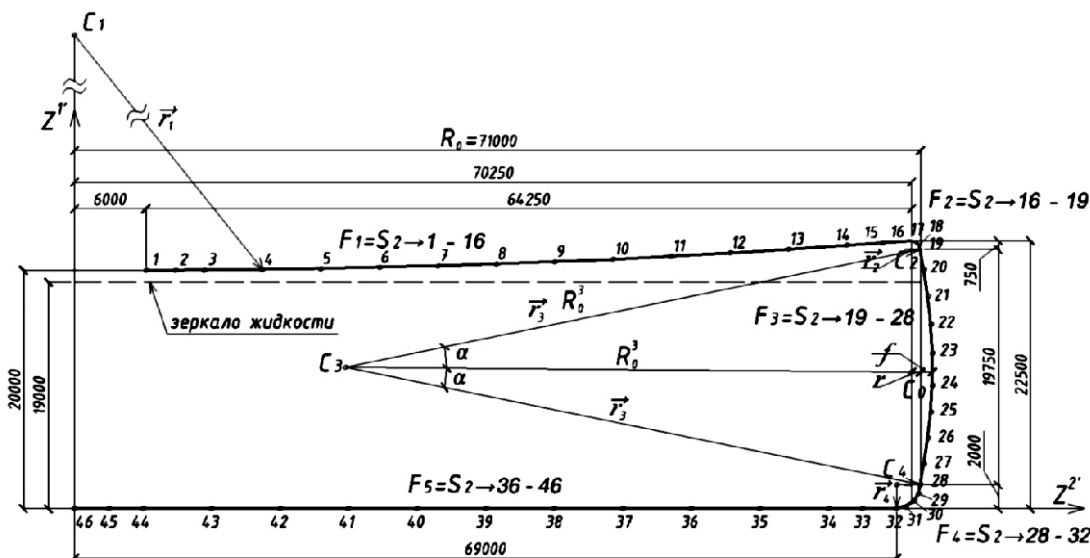


Рис. 1. Система координат для описания геометрии поверхностей F_1, F_2, F_3, F_4, F_5

определяются по формулам (в глобальной системе координат $Z^1 0Z^2$, Z^2 – линия координат в произвольном осевом радиальном сечении):

$$Z_{C_3}^1 = r_4 \frac{l}{2} - r_4 \frac{1}{2}(H - r_2 - r_4); \quad (4)$$

$$Z_{C_3}^2 = R_0 - f - R_0^3, \quad (5)$$

где r_4 – радиус нижнего четвертьтора; R_0 – внешний радиус резервуара (по срединной поверхности цилиндрической оболочки) по вертикальной касательной тором (верхнего и нижнего);

3) угол – створ торовой дуги боковой стенки резервуара, определяется также из $C_3 C_0 C_2$:

$$\arctg \frac{l}{2(R_0^3 - f - r_2)}. \quad (6)$$

При определении объема считается чистый объем резервуара (для цилиндра) исходя из отметки зеркала максимального уровня наполнения нефтепродуктом, равного $H_0 = 19,0$ м. Таким образом, объем резервуара составляет: $V = H_0 R_0^2 \pi = 19 \cdot 71,0^2 \cdot 300 \cdot 10^3 \text{ м}^3$.

С учетом необходимости некоторого сгущения сетки на фрагменте F_3 и сопряженного с ним фрагмента F_4 сеточная область конечноэлементной модели имеет следующие размеры – $M1 = 2, M2 = 46, M3 = 50$. Конфигурация каркаса и сеточная область в круговом направлении не изменились (см. пространственную расчетную схему в [1]), число узлов КЭ модели составляет: $NUX = M1 \cdot M2 \cdot M3 = 2 \cdot 46 \cdot 50 = 4600$, а число уравнений системы разрешающих уравнений составляет: $K = 3 \cdot NUX = 3 \cdot 4600 = 13800$.

Таким образом, расчетная схема предусматривает формирование системы нелинейных уравнений большого порядка – 13800 уравнений, решение которой осуществляется по специальному алгоритму, приведенному в [1, 4], на основе комбинации методов продолжения по параметру возмущения (в данной реализации – по параметру нагружения), Ньютона-Канторовича, регуляризации и других методов нелинейного программирования [5, 6].

Решение системы нелинейных уравнений рассматриваемой задачи осуществляется за 150 шагов при продолжении по параметру возмущения, т.е. по обобщающему вектору параметров (интенсивности) всех видов воздействий на конструкцию (гидростатическое давление, внутреннее и внешнее давление, сила тяжести и др.).

На каждом шаге нагружения решается система нелинейных уравнений относительно приращений перемещений с накопленными (начальными) напряжениями на каждом шаге продолжения с использованием интегрального закона состояния [8] (по методу Ньютона-Канторовича [4] в комбинации с методом Ньютона при изменении области развития пластических деформаций внутри шага).

Численный расчет рассматриваемой конструкции вертикального цилиндрического резервуара осуществляется при различных комбинациях внешних воздействий:

- объемного и поверхностного воздействия сил тяжести и снегового нагружения;
- суммарного максимального нагружения от ветрового потока и гидростатического давления;
- суммарного объемного и поверхностного воздействия с учетом ветрового давления, но без учета гидростатического внутреннего давления.

Описание всех видов нагружений и их формулирование приведено в [1]. В этой работе учитывается характер изменения величин внешних воздействий, которые связаны с изменением геометрических параметров.

Результаты решения задачи определения напряженно-деформированного состояния представлены массивами дискретной модели по перемещениям, изгибающим погонным моментам и погонным внутренним усилиям, мембранным и изгибным напряжениям.

В соответствии с математической моделью задачи [1] главным критерием качества (функцией цели) является функция главных напряжений

$$f(b, u) = \max(b, u) \quad \min. \quad (7)$$

Рассматриваемая задача является уточнением аналогичной задачи [1], поэтому в качестве вектора перемещений проектирования принят вектор

$$\{b\} = \{b_1, b_2\}, \quad (8)$$

где $b_1 = f$ – стрела бокового провиса вертикальной стенки резервуара; b_2 – жесткость вертикальной стойки, имеет два значения; $b_2^{(1)} = 0$ – дополнительная стойка-колонна отсутствует; $b_2^{(2)} \neq 0$ – в месте стойки-колонны накладывается жесткая вертикальная связь.

Параметрическими ограничениями на компоненты b_1 вектора $\{b\}$ приняты пределы:

$$0,1 \leq b_1 \leq 3,0 \text{ м.} \quad (9)$$

Последовательно выполняя этапы алгоритма по Хуку-Дживсу [1], определяем успешные изменения переменной проектирования b_1 , которые снижают наибольшее значение целевой функции (7), и в конечном результате определяем оптимальный вектор переменных проектирования $\{b\}$:

$$b_1 = 2,0 \text{ м; } b_2 = \dots \quad (10)$$

По численным результатам напряженно-деформированного состояния, сведенным в таблицы 1–4, построены эпюры изгибающих моментов и продольных сил в ребрах-стойках рассматриваемого резервуара, которые приведены на рис. 2. По этим эпюрам удобно провести сравнительный анализ изменения внутренних усилий в ребрах-стойках комбинированной оболочечной конструкции резервуара большой вместимости в зависимости от изменения кривизны вертикальной стенки ($b_1 = 2,0 \text{ м}$) и введением внутренних колонн ($b_2 = \dots$). Начальная эпюра 1, которую можно принять за базовую, изменяется в большую сторону при увеличении кривизны стенки посредством изменения параметра f при отсутствии колонн ($b_2 = 0$). Следует отметить, что качественный характер эпюр не изменяется.

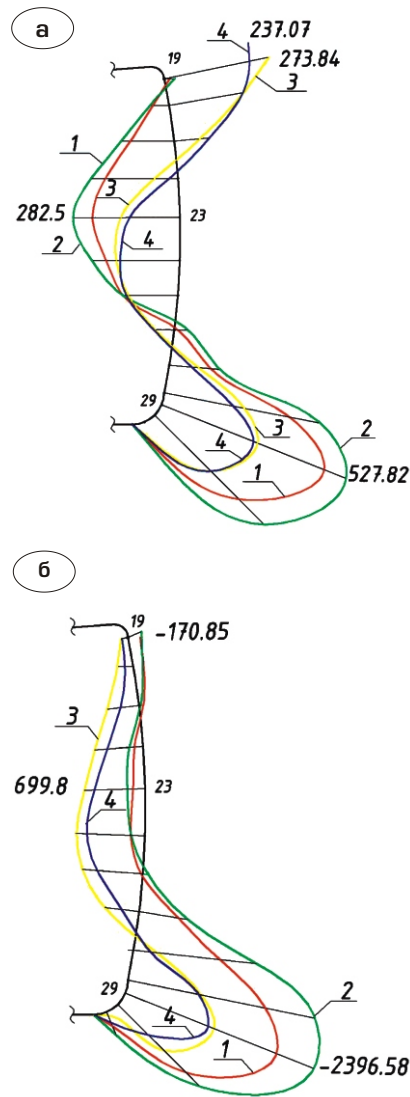


Рис. 2.
Эпюры внутренних усилий в ребрах-стойках цилиндрического резервуара:
а – эпюра изгибающих моментов, т м;
б – эпюра продольных сил, т;
1 – при $f = 0,1 \text{ м}$;
2 – при $f = 2,0 \text{ м}$ без внутренних колонн;
3 – при $f = 1,0 \text{ м}$ при наличии внутренних колонн;
4 – при $f = 2,0 \text{ м}$ при наличии внутренних колонн

Таблица 1

Изгибающие моменты и продольные силы в ребрах-стойках резервуара в радиальном сечении пл. $OZ^1 Z^3$ при $f = 0,1 \text{ м}$ ($b_N = 101,8 \text{ см}$)

№ с.к. Is 3	№ с.к. Is 2	№ узлов КЭ-мод.	Погонные усилия		Общие усилия в сечении	
			M_N^{22} , кг см/см	N_N^{22} , кг/см	$M_N^{22} b_N$, т м	N_N^{22} , т
25	19	2245	-13664,0	-1386,8	-13,9	-141,17
	20	2247	36748,0	-1226,4	37,4	-124,84
	21	2249	$1,0703 \cdot 10^5$	-521,51	108,95	-53,08
	22	2251	$1,8372 \cdot 10^5$	469,45	187,02	47,79
	23	2253	$2,1433 \cdot 10^5$	1090,3	218,8	110,99
	24	2255	$1,6604 \cdot 10^5$	1628,0	169,02	165,73
	25	2257	$1,0467 \cdot 10^5$	60,833	106,55	6,19
	26	2259	-5605,7	-3748,3	-5,70	-381,57
	27	2261	$-1,9971 \cdot 10^5$	-10784,0	-203,30	-1097,8
	28	2263	$-3,2582 \cdot 10^5$	-15513,0	-331,68	-1579,22
	29	2265	$-4,4003 \cdot 10^5$	-19961,0	-447,95	-2032,02
	30	2267	$-3,3357 \cdot 10^5$	-10914,0	-339,57	-1111,04
31	2269	2269	-69728,0	-2043,30	-70,98	-208,0

Таблица 2

Изгибающие моменты и продольные силы в ребрах-стойках резервуара в радиальном сечении пл. OZ^1Z^3 при $f = 2,0$ м ($b_N = 101,8$ см)

№ с.к. Is 3	№ с.к. Is 2	№ узлов КЭ-мод.	Погонные усилия		Общие усилия в сечении	
			M_N^{22} , кг см/см	N_N^{22} , кг/см	$M_N^{22} b_N$, т м	N_N^{22} , т
25	19	2245	-39686,0	-1678,3	-40,40	-170,85
	20	2247	40570,0	-1120,8	41,30	-114,1
	21	2249	1,3632 10^5	-59,22	138,77	-6,02
	22	2251	2,3164 10^5	921,49	235,81	93,81
	23	2253	2,775 10^5	1213,7	282,50	123,55
	24	2255	2,135 10^5	1588,6	217,34	161,72
	25	2257	1,0662 10^5	-264,12	108,54	-26,89
	26	2259	-48156,0	-5644,5	-49,02	-574,61
	27	2261	-3,0498 10^5	-15280,0	-310,47	-1555,5
	28	2263	-3,9573 10^5	-21686,0	-402,85	-2207,63
	29	2265	-5,1849 10^5	-23542,0	-527,82	-2396,58
	30	2267	-4,1311 10^5	-13147,0	-420,55	-1338,36
	31	2269	-97521,0	-2882,1	-99,28	-293,39

Таблица 3

Изгибающие моменты и продольные силы (максимальные) в ребрах-стойках резервуара в сечении пл. OZ^1Z^3 при $f = 1,0$ м и наложенных связях в виде колонн ($b_N = 101,8$ см)

№ с.к. Is 3	№ с.к. Is 2	№ узлов КЭ-мод.	Погонные усилия		Общие усилия в сечении	
			M_N^{22} , кг см/см	N_N^{22} , кг/см	$M_N^{22} b_N$, т м	N_N^{22} , т
25	19	2245	-2,69 10^5	833,18	-273,84	84,82
	20	2247	-1,885 10^5	1907,8	-191,89	194,21
	21	2249	-68860,0	3640,7	-70,10	370,62
	22	2251	63415,0	5540,1	64,56	563,98
	23	2253	1,5249 10^5	6874,3	155,23	699,80
	24	2255	1,6187 10^5	7814,0	164,78	795,47
	25	2257	1,3816 10^5	6857,7	140,65	698,11
	26	2259	55771,0	3612,7	56,77	367,77
	27	2261	-1,1081 10^5	-2841,4	-112,80	-289,25
	28	2263	-2,0861 10^5	-8314,9	-212,36	-846,46
	29	2265	-2,6294 10^5	-10239,0	-267,67	-1042,33
	30	2267	-1,9481 10^5	-5800,9	-198,32	-590,53
	31	2269	-52242,0	-1136,1	-53,18	-0,12
	32	2271	-1,6172	707,53	-0,002	71,72

Таблица 4

Изгибающие моменты и продольные силы (максимальные) в ребрах-стойках резервуара в сечении пл. OZ^1Z^3 при $f = 2,0$ м и наложенных связях в виде колонн ($b_N = 101,8$ см)

№ с.к. Is 3	№ с.к. Is 2	№ узлов КЭ-мод.	Погонные усилия		Общие усилия в сечении	
			M_N^{22} , кг см/см	N_N^{22} , кг/см	$M_N^{22} b_N$, т м	N_N^{22} , т
25	19	2245	$-2,3288 \cdot 10^5$	766,46	-237,07	78,03
	20	2247	$-2,1082 \cdot 10^5$	871,14	-214,61	88,68
	21	2249	$-1,0765 \cdot 10^5$	2303,1	-109,59	234,46
	22	2251	26511,0	4213,3	26,99	428,91
	23	2253	$1,31 \cdot 10^5$	5759,2	133,36	586,29
	24	2255	$1,5382 \cdot 10^5$	7099,0	156,59	722,68
	25	2257	$1,425 \cdot 10^5$	6492,2	145,07	660,31
	26	2259	69760,0	3530,9	71,02	359,45
	27	2261	-88651,0	-2735,6	-90,25	-278,48
	28	2263	$-1,8184 \cdot 10^5$	-8166,8	-185,11	-831,38
	29	2265	$-2,5536 \cdot 10^5$	-10205,0	-259,96	-1038,87
	30	2267	$-2,0875 \cdot 10^5$	-6017,8	-212,51	-612,61
	31	2269	-60665,0	-1298,4	-61,76	-132,18
32	2271	-2,2908	750,12	-0,002	76,36	

По результатам расчета с учетом внутренних колонн ($b_2 =$) можно наблюдать резкое уменьшение (больше чем в два раза) максимальных изгибающих моментов и продольных сил:

- максимальные изгибающие моменты (см. рис. 2) на эпюре 4 (стрела провиса $f = 2,0$ м) составляет $M_{2265}^{22} = -259,96$ тсм (см. табл. 4) и по сравнению с эпюрой 2 меньше в $527,82/259,93 = 2,03$ раза;
- максимальные продольные силы (см. рис. 2) на эпюре 4 составляют $N_{2265}^{22} = -1038,87$ тс и по сравнению с усилием на эпюре 2 меньше в $527,82/259,93 = 2,3$ раза.

Выводы. В результате выполненных численно-аналитических исследований приходим к следующему заключению:

1. Целесообразно использовать конструкцию ограждающей вертикальной стенки цилиндрического резервуара большой вместимости двойкой кривизны.

2. В качестве оптимальной принимать кривизну вертикальной стенки с радиусом кривизны (см. формулу (3)) $R_0^3 = 235,45$ м и стрелой провиса $f = 2,0$ м.

3. При использовании криволинейной формы по высоте вертикальной стенки цилиндрического резервуара обязательно включение в конструкцию внутренних опорных колонн на всю высоту резервуара с последующим расчетом на устойчивость при максимальных усилиях. Максимальные усилия определяются при численном расчете, когда наличие внутренних колонн моделируемых наложенными вертикальными связями на узловых точках с сеточными координатами $-S_2 = 16, S_3 = 1+4k$, где $k = 0, 1, \dots, 12$. Для уменьшения расчетной длины колонн применяются связи между колоннами и ребром-стойкой, которые также учитываются в конечноэлементной модели.

[1] Шимановский А.В. Оптимизация комбинированных пространственных систем / А.В. Шимановский, В.К. Цыхановский, С.М. Талах – К.: Изд-во «Сталь», 2012. – 462 с.

[2] Цыхановський В.К. Розрахунок на міцність великопрогонових залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням методом скінченних елементів / В.К. Цыхановський, О.І. Кордун // Зб. наук. праць УкрНДІпроектсталько-нструкція ім. В. М. Шимановського. – К.: Сталь, 2010 – Вип. 5. – С. 262–269.

[3] Цыхановский В.К. Влияние кривизны вертикальной стенки цилиндрического резервуара на напряженно-деформированное состояние ограждающей конструкции / В. К. Цыхановский, С.М. Талах, А.И. Кордун // Зб. наук. праць Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського. – К.: Сталь, 2012 – Вип. 10. – С. 146–156.

[4] Баженов В.А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / Баженов В.А., Цыхановський В.К., Кислюк В.М. – К.: КНУБА, 2000. -386 с.

[5] Ортега Дж. Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений с многими неизвестными / Дж. Ортега, В. Рейнболт. – М.: Мир, 1975. – 558 с.

[6] Лурье А.И. Нелинейная теория упругости / Лурье А.И. – М.: Наука, 1980. – 512 с.

[7] Цыхановский В.К. Влияние формы окончаний цилиндрической оболочки на развитие нелинейно-упругих и упруго-пластических деформаций / В.К. Цыхановский, С.М. Талах, А.И. Кордун // Зб. наук. праць Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського. – К.: Сталь, 2011 – Вип. 8. – С. 43–59.

[8] Цыхановский В.К. Интегральный закон состояния нелинейно-упругих мягких оболочек / В. К. Цыхановский // Рукопись деп. в УкрНИИНТИ от 16.06.81, № 2832. – К.: 1981 – 50 с.

Надійшла 19.10.2012 р.

УДК 624.137.4:624.042

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК ИЗ ПРОФИЛЕЙ ВЫСОКОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ [$W = 4000 \text{ см}^3/\text{м шп.ст.}$]

Предложен новый подход к расчету шпунтовой стенки, одновременно учитывающий как общий изгиб шпунтовой стенки, так и местный изгиб тонкостенных элементов профиля шпунта в плоскости его поперечного сечения. В результате выполненных расчетов шпунтовой стенки для конкретного примера установлено, что увеличение полных напряжений от учета местного изгиба составило для шпунтовой стенки из горячекатаного профиля Ларсен-7 – 5,5 %, из зетового профиля YSPZ-45 (Япония) – 28,2 %, для шпунтовой стенки из запроектированного зетового профиля ШГ-5 (УкрНИИМет) – 32,6 %.

It is concerned with simultaneous consideration of general buckling of sheet pile wall as well as local buckling of thin sheet pile profile elements in the plane of its cross-section. As a result of calculations that were made for the sheet pile wall, for a particular case it was found that the increase in the total stress with a consideration of a local buckling of sheet pile wall of hot rolled profile Larsen-7 – 5,5 %, for the sheet pile wall of Z-type profile YSPZ-45 (Japari) – 28,2 %, for the sheet pile wall of projected Z-type profile ШГ-5 (УкрНИИМет) – 32,6 %.

Ключевые слова: шпунтовая стенка, шпунтовая свая, общий изгиб шпунтовой стенки, местный изгиб элементов профиля, расчетные напряжения.

Увеличение морских перевозок с использованием крупнотоннажных судов предусматривает строительство глубоководных и реконструкцию старых портовых сооружений. Современный мировой уровень строительства глубоководных гидротехнических сооружений из стального шпунта характеризуется применением мощных профилей с большой несущей способностью и высоким удельным показателем использования материала.

В бывшем СССР в 1985 г. на ДМК им. Дзержинского был освоен и применен при строительстве международной паромной переправы ГДР – Советский Союз стальной шпунт Л-7 (рис. 1), обеспечивающий момент сопротивления одного метра шпунтовой стенки 5000 см^3 . Одновременно производились отечественные шпунты типа Ларсен – Л-4 и Л-5 с моментом сопротивления соответственно 2200 и $2960 \text{ см}^3/\text{м шп.ст.}$ Украинскому научно-исследовательскому институту металлов (УкрНИИМет) Минчермета СССР было поручено на ОХМК освоить производство горячекатаных стальных шпунтов зетового профиля ШГ-5 и ШГ-7 с моментом сопротивления 5000 и $7000 \text{ см}^3/\text{м шп.ст.}$, но профили так и не были освоены. В зарубежной практике широко применяются горячекатаные профили стального шпунта зетового профиля высокой несущей способности, например, YSP Z-45, Япония (рис. 2). Справочные величины стальных шпунтов Л-7, YSP Z-45 и ШГ-5 приведены в табл. 1.


О.П. Носенко

доцент кафедры «Материаловедение и обработка материалов»
ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры», к.т.н.

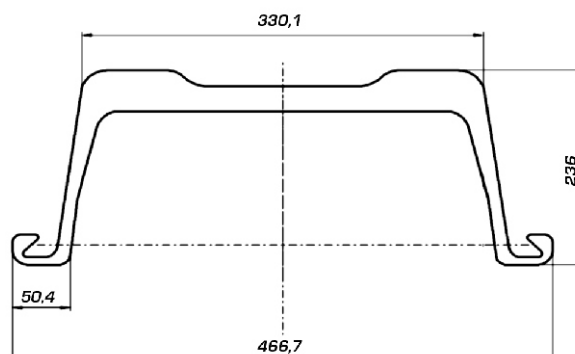
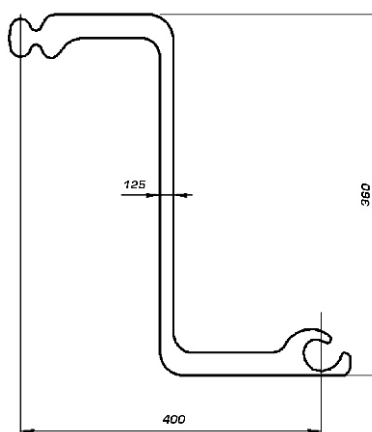

Рис. 1. Горячекатаная шпунтовая свая корытного профиля Л-7

Рис. 2. Горячекатаная шпунтовая свая зетового профиля YSP Z-45 (Япония)

Таблица 1

Геометрические характеристики горячекатаных шпунтовых свай высокой несущей способности

Профиль шпунта	Справочные величины							
	Профили шпунта относительно оси $x_1 - x_1$ 1 м шпунтовой стенки относительно оси $x_0 - x_0$							
	Площадь сечения F , см ²	Момент инерции I , см ⁴	Момент сопротивления W , см ³	Масса 1 м m , кг	Расстояние между осями сопряженных свай, мм	Момент инерции I , см ⁴	Момент сопротивления W , см ³	Масса 1 м ² $m_{ст}$, кг
Корытного сечения (тип Л-7)	183,8	9684	597	144,3	425	106710	5010	339
Зетового сечения YSP Z-45 (Япония)	148,2	32900	1820	116	400	82200	4550	290
Зетового сечения ШГ-5 (УкрНИИМет)	157	41092	2004,5	123	400	102730	5011	307,5

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние шпунтовых стенок, составленных соответственно из профилей Л-7, YSP Z-45 и ШГ-5, с целью определения полных напряжений, действующих в шпунтовых стенках, и деформативность элементов профилей их составляющих.

При исследовании напряженно-деформированного состояния (далее НДС) шпунтовой стенки необходимо рассматривать два его типа: НДС-1 и НДС-2.

НДС-1 обусловлено общим изгибом шпунтовой стенки от заданных активных нагрузок (давление грунта, воды, эксплуатационные нагрузки и т.д.), НДС-2 – местным изгибом тонкостенных элементов профиля шпунтин в плоскости их поперечного сечения.

Традиционный подход к расчету шпунтовой стенки, как правило, связан с определением только НДС-1 и не позволяет определить действительные расчетные напряжения в элементах профиля шпунтин, что затрудняет определение оптимальной формы ее поперечного сечения.

Предлагаемый в работе подход связан с одновременным учетом НДС-1 и НДС-2. Это позволяет значительно точнее определить действительные напряжения во всех характерных точках поперечного сечения шпунтин, более обоснованно поставить задачу оптимального проектирования профиля шпунтин, а также оценить достоинства и недостатки их различных профилей. Кроме этого, исследование местной деформации элементов поперечного сечения шпунтин различных типов дает возможность оценить их деформативность и чувствительность к динамическим и ударным нагрузкам.

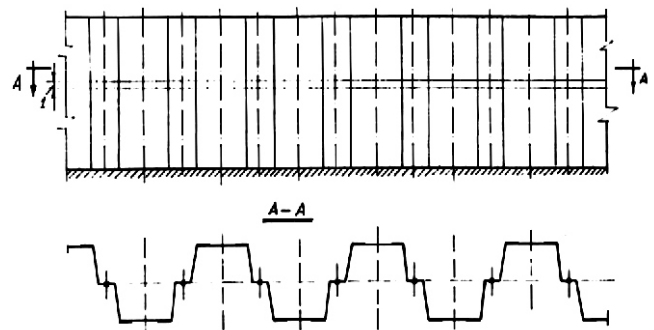


Рис. 3. Схема шпунтовой стенки из шпунта Л-7

При рассмотрении местного изгиба элементов поперечного сечения шпунтин (НДС-2) рассматриваем полосу шпунтовой стенки высотой 1 см и длиной, равной ширине двух сопряженных шпунтин (рис. 3). Интенсивность нагрузки принята равной q , Н/м². Рассмотрены два вида нагружения: от гидростатического давления (рис. 4) и от призмы обрушения (рис. 5).

Особенность формы поперечного сечения различных типов профилей стального шпунта можно отразить в расчетной схеме, если учесть, что шпунтовая стенка является составной, т.е. состоит из отдельных шпунтин, соединенных между собой вертикальными цилиндрическими шарнирами (см. рис. 3).

Определение изгибающих моментов и перемещений в элементах поперечного сечения (например, из шпунтин Л-7).

Действие гидростатического давления. Шпунтовая стенка находится в условиях плоской деформации. В результате общей работы шпунтовой стенки в сечении А-А (см. рис. 3) будут иметь место только поперечные перемещения.

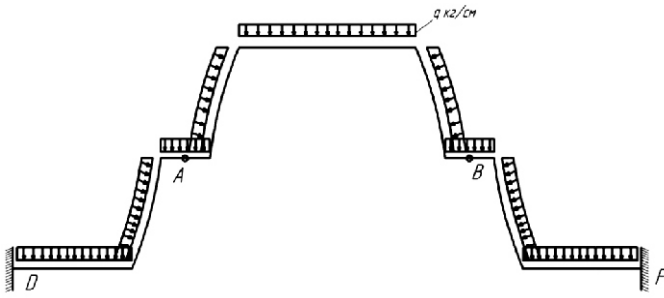


Рис. 4. Расчетная схема рамы из профиля шпунта Л-7 (от действия гидростатического давления)

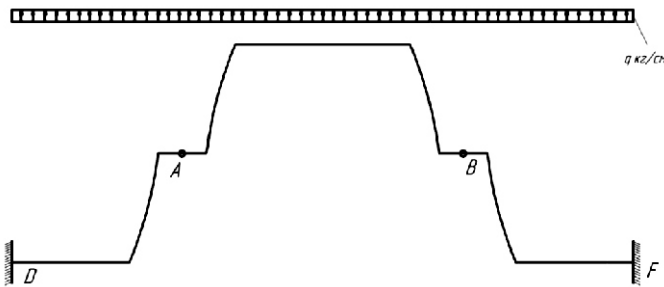


Рис. 5. Расчетная схема рамы из профиля шпунта Л-7 (от действия призмы обрушения)

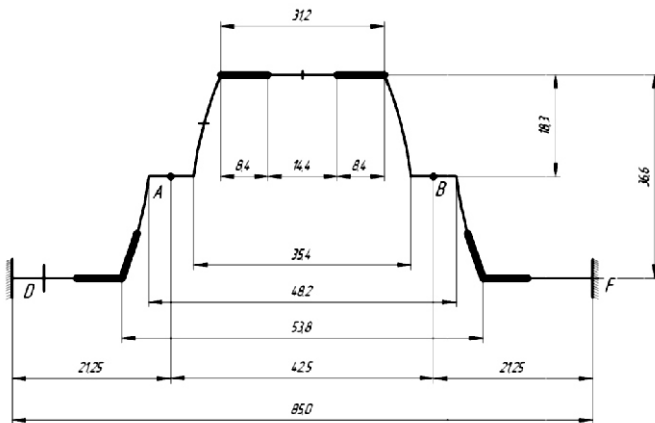


Рис. 6. Схема поперечного сечения рамы из профиля шпунта Л-7

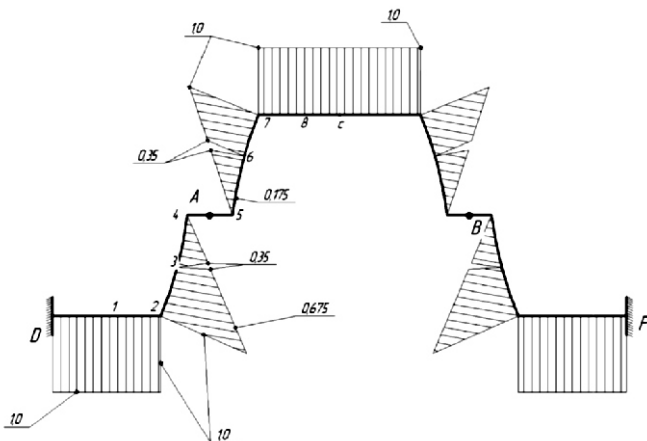


Рис. 7. Эпюра изгибающих моментов в основной системе от $X = 1$

Для выявления перемещений от деформации поперечного сечения шпунтовой стенки при действии результирующего гидростатического давления (см. рис. 4) принята к рассмотрению расчетная схема в виде статически неопределенной рамы, имеющей жестко зашумленные опоры. Геометрические размеры контура рамы и толщины участков стенки приведены на рис. 6 (в см). Данную раму целесообразно рассчитать методом сил. Каноническое уравнение метода сил запишется так:

$$X_{1,1} - X_{1,q} = 0, \quad (1)$$

где $X_{1,1}$ и $X_{1,q}$ – единичное и грузовое перемещения.

Для определения $X_{1,1}$ и $X_{1,q}$ необходимо построить эпюры изгибающих моментов в основной системе от $X = 1$ и от действия гидростатического давления (рис. 7, 8).

Так как рама имеет много участков с различными жесткостями, целесообразно расчеты выполнять в табличной форме. При этом единичное и грузовое перемещения определяются следующим образом:

$$X_{1,1} = \frac{\sum_{n=1}^n (M_{i,лев}^2 + 4M_{i,ср}^2 + M_{i,прав}^2)L_n}{6EI_n}; \quad (2)$$

$$X_{1,q} = \frac{\sum_{n=1}^n (M_{q,лев}M_{i,лев} + 4M_{q,ср}M_{i,ср} + M_{q,прав}M_{i,прав})L_n}{6EI_n}, \quad (3)$$

где $M_{i,лев}$, $M_{i,ср}$, $M_{i,прав}$ – изгибающие моменты в левом, среднем и правом сечениях рассматриваемого участка рамы; M_q – изгибающие моменты в сечениях от заданной нагрузки q ; M_i – изгибающие моменты в сечениях в единичном состоянии (i); L – длина n -го участка; EI_n – изгибная жесткость n -го участка.

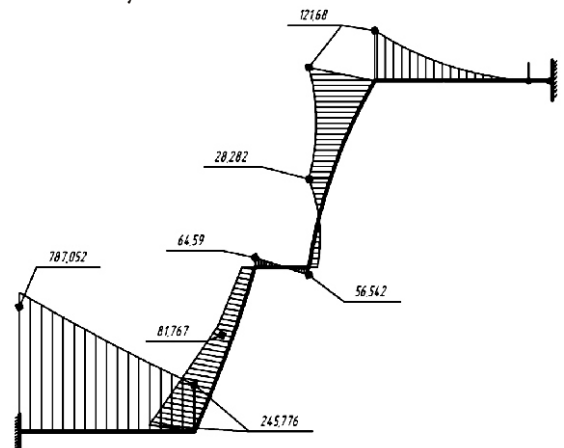


Рис. 8. Эпюра изгибающих моментов в основной системе от действия гидростатического давления

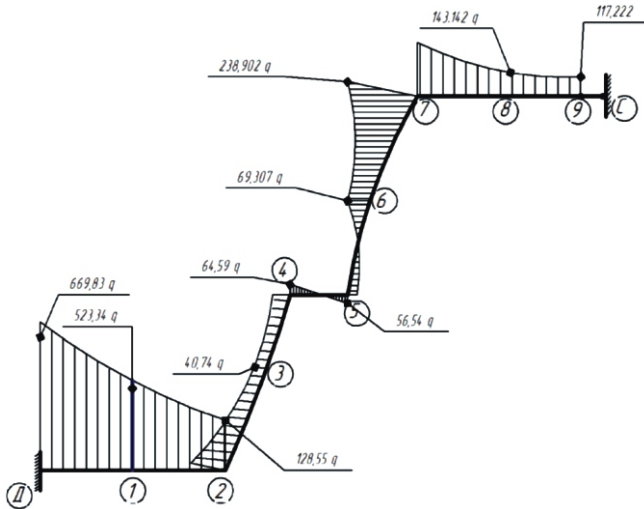


Рис. 9. Расчетная эпюра изгибающих моментов от действия гидростатического давления

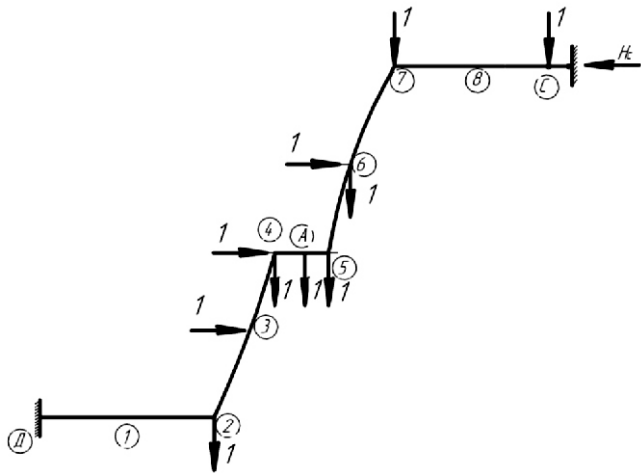


Рис. 10. Вспомогательные состояния рамы для определения перемещений

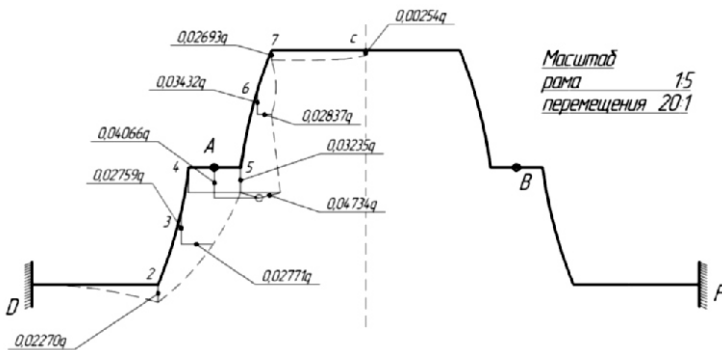


Рис. 11. Схема перемещений точек контура рамы вследствие деформации шпунта Л-7 от действия гидростатического давления

Определив X_1 и M_q из канонического уравнения, находим $X_1 = 117,2q$, кг см.

Изгибающие моменты вычисляем следующим образом:

$$M_q = M_{x_1}^0 X_1 + M_q^0, \quad (4)$$

где $M_{x_1}^0$ – изгибающие моменты в основной системе от $X_1 = 1$; M_q^0 – изгибающие моменты в основной системе от нагрузки q .

На рис. 9 приведена эпюра изгибающих моментов M_q от гидростатического давления.

Получив эпюру изгибающих моментов от нагрузки q_1 , определим перемещения в характерных точках рамы (рис. 10).

Перемещение i -й точки определится из выражения (3).

Перемещения всех характерных точек рамы представлены рис. 11.

Действие давления призмы обрушения.

Расчетная схема приведена на рис. 5. Основная система метода сил будет такая же, как в случае расчета на действие гидростатического давления.

Используем каноническое уравнение метода сил (1).

Единичное перемещение, определенное ранее по выражению (2), равно:

$$\delta_{11} = \frac{38,80}{E}.$$

Грузовое перемещение $\delta_{1,q}$ определяется из выражения

$$\delta_{1,q} = \frac{1}{EI_n} \int M_{x_1}^0 M_q^0 dx.$$

Неизвестное X_1 равно:

$$X_1 = \frac{720,603}{38,880} q = 18,54q.$$

Расчетные изгибающие моменты в характерных точках поперечного сечения определялись из выражения (4).

Эпюра изгибающих моментов от действия призмы обрушения представлена на рис. 12. Схема перемещений характерных точек поперечного сечения шпунтин приведена на рис. 13. Пример определения перемещения точки С приведен в табл. 2.

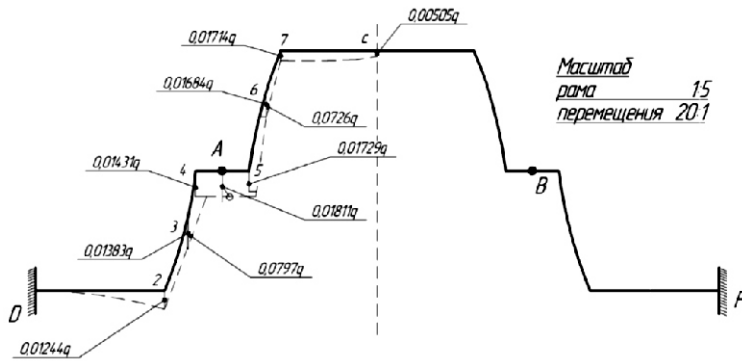


Рис. 12. Расчетная эпюра изгибающих моментов от действия призмы обрушения

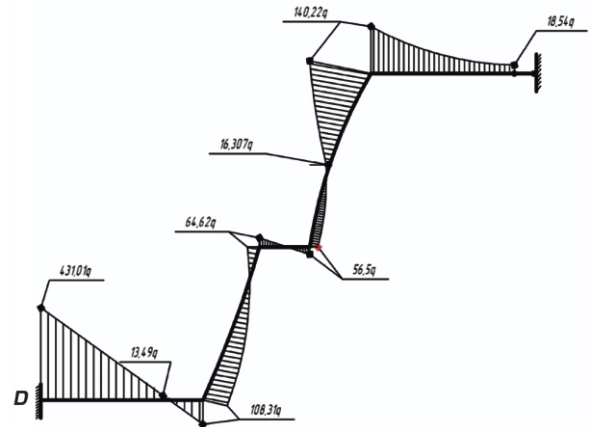


Рис. 13. Схема перемещений точек контура рамы вследствие деформации шпунта Л-7 от действия призмы обрушения

Таблица 2

Определение перемещения точки С от нагрузки по призме обрушения грузового перемещения

Участок	$M_{q,лев}$	$M_{i,лев}$	$M_{q,сп}$	$M_{i,сп}$	$M_{q,прав}$	$M_{i,прав}$	$\frac{L_n}{6EI_n}$	c, n
С-8	-44,460 q	-7,20	-25,020 q	-3,60	0	0	$\frac{1,183}{E}$	$\frac{805,207}{E} q$
8-7	-140,220 q	-15,60	-83,520 q	-11,40	-44,460 q	-7,20	$\frac{0,027}{E}$	$\frac{1432,212}{E} q$
7-6	-16,307 q	-3,88	-77,710 q	-9,741	-140,220 q	-15,60	$\frac{3,108}{E}$	$\frac{16406,105}{E} q$
6-5	56,500 q	2,85	20,160 q	-0,516	-16,307 q	-3,88	$\frac{7,451}{E}$	$\frac{1361,510}{E} q$
5-4	-64,620 q	-2,85	0	0	56,500 q	2,85	$\frac{6,597}{E}$	$\frac{2277,308}{E} q$
4-3	3,713 q	3,88	-30,392 q	0,516	-64,620 q	-2,85	$\frac{7,451}{E}$	$\frac{1012,860}{E} q$
3-2	108,310 q	15,60	56,520 q	9,74	3,713 q	3,88	$\frac{3,108}{E}$	$\frac{12140,860}{E} q$
2-1	-152,930 q	7,20	-13,494 q	11,40	108,310 q	15,60	$\frac{0,027}{E}$	$\frac{-6,074}{E} q$
1-Д	-433,010 q	0	-286,490 q	3,60	-152,930 q	7,20	$\frac{1,183}{E}$	$\frac{-6185,269}{E} q$
								$\sum_{c(n)} \frac{10600,615}{E} q, \text{ см}$

Перемещение точки С будет равно: $c \frac{10600,615}{2100000} 0,005048 q, \text{ см.}$

Исследование напряженного состояния шпунтовой стенки с учетом местного изгиба поперечного сечения шпунтин (НДС-1, НДС-2). Рассмотрим расчет шпунтовой стенки причального сооружения типа «Больверк» с анкерной (пример 4, [1]). На рис. 14 изображены:

расчетная схема сооружения, эпюры давления от грунта, временных и волновой нагрузок (эпюра q) и эпюры изгибающих моментов (эпюра M). В качестве опасного сечения, в котором оказался наибольший изгибающий момент от общего изгиба (НДС-1) – $M_{\text{макс}} = 178,8 \text{ тс м/м.}$ В этом сечении $q = 4,97 \text{ тс/м.}$

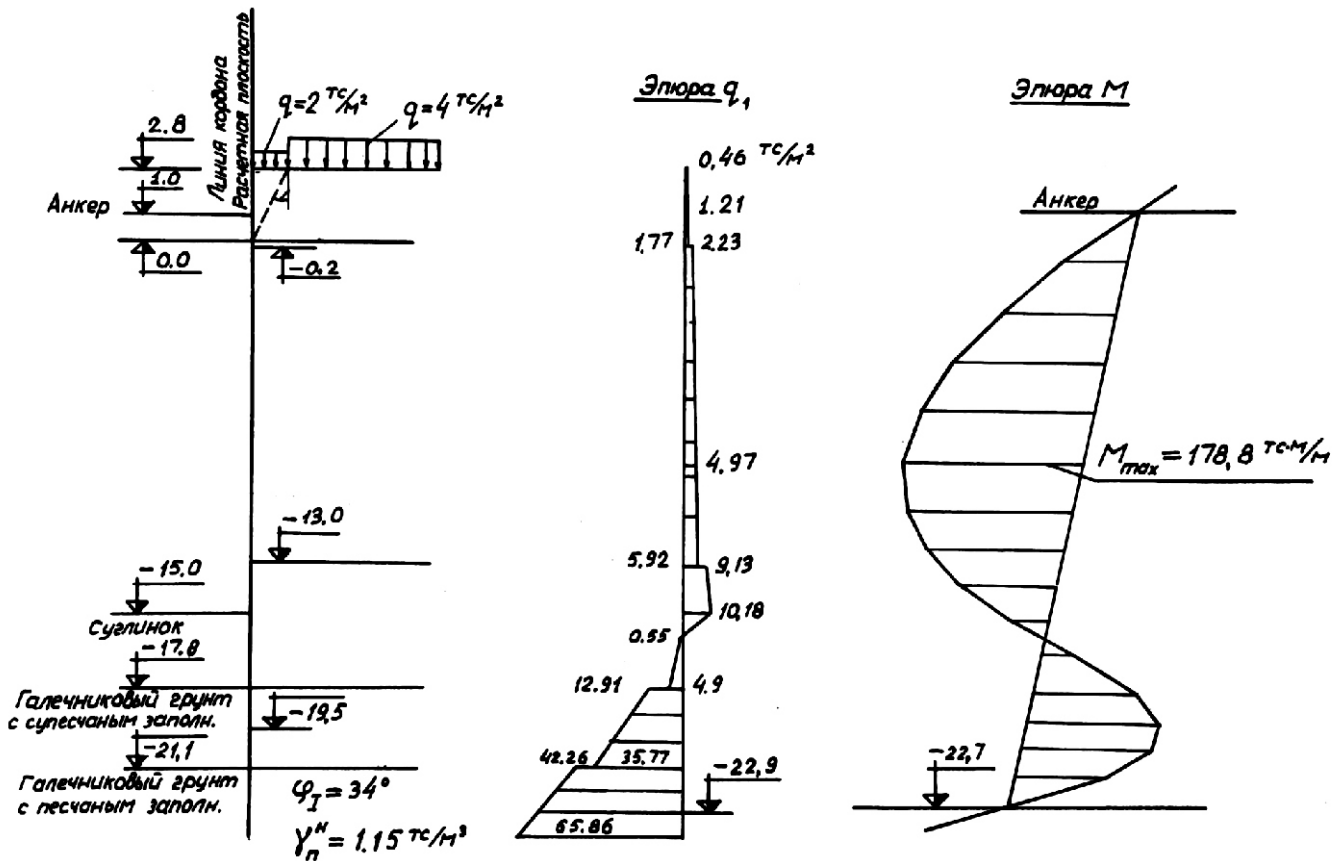


Рис. 14. Расчетная схема сооружения, суммарная эпюра давления от грунта, временных сил и волновой нагрузки, эпюра изгибающих моментов [1]

Расчетный изгибающий момент по первой группе предельных состояний согласно [1] определяется по формуле

$$M_p = m_c M_{\text{макс}} K_n n_c n m_q,$$

где m_c – коэффициент снижения изгибаемого момента для гибкой стенки и засыпки с $\alpha > 35^\circ$, табл. 23 [1]; $M_{\text{макс}}$ – максимальный изгибающий момент; K_n – коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности и класс капитальности сооружения; n_c – коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый для основного сочетания нагрузок равным 1,0; n – коэффициент перегрузки, принимаемый для морских причальных сооружений равным 1,25; m_q – дополнительный коэффициент условий работы (для нашего примера согласно таблице 13 [1], $m_q = 0,95$).

Находим:

$$M_p^0 = 178,8 \cdot 0,65 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 0,95 = 159,7 \text{ тс м.}$$

Расчетная интенсивность нагрузки:

$$q_p = K_n n_c n m_q q = 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 0,95 \cdot 4,97 = 6,79 \frac{\text{тс}}{\text{м}^2}.$$

При рассмотрении местного изгиба в плоскости поперечного сечения шпунтовой стенки (НДС-2) приближенно будем считать, что на глубине 8,8 м она также испытывает плоскую деформацию. В соответствии с этим для расчета выделяем полоску шпунтовой стенки высотой $b = 1$ см и длиной, равной ширине двух сопряженных шпунт (см. рис. 3). В качестве нагрузки примем воздействия от призмы обрушения.

Согласно предложенной методике исследуем НДС шпунтовой стенки, выполненной из стального шпунта Л-7.

Расчетная схема на местный изгиб (НДС-2) представляет собой статически неопределимую раму, жестко защемленную в сечениях D и F и имеющую шарниры в сечениях A и B (см. рис. 5) Расчет рамы производится методом сил в соответствии с выбранной основной системой. Эпюра изгибающих моментов, построенная для полурамы, изображена на рис. 12. Как следует из рис. 13, наибольшие напряжения оказались в точке D.

От общего изгиба (НДС-1) имеем:

$$\sigma_D^0 = \frac{M_p^0}{W} = \frac{159,7 \cdot 10^5}{5010} = 3188 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

От местного изгиба (НДС-2) имеем:

- изгибающий момент в точке D (см. рис. 13)

$$M_D^0 = 433q_p = 433 \cdot 0,679 = 294 \text{ кгс см};$$

- напряжение

$$\sigma_D^M = \frac{M_D^0}{\frac{1}{6} b \frac{2}{D}} = \frac{294 \cdot 6}{1 \cdot 2,3^2} = 333,5 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2},$$

где b – ширина рассчитываемой полоски шпунтовой стали (по высоте); $\frac{2}{D}$ – толщина элемента поперечного сечения (в т. D).

Полное напряжение в точке D от НДС-1 и НДС-2 определим с помощью четвертой теории прочности. Пренебрегая касательными напряжениями, находим:

$$\sigma_D^{IV} = \sqrt{(\sigma_D^0)^2 + (\sigma_D^M)^2} = \sqrt{(3188)^2 + (333,5)^2}.$$

Подставив значения, получим:

$$\sigma_D^{IV} = \sqrt{3188^2 + (333,5)^2} = 3367 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}.$$

Увеличение полного напряжения за счет учета местного изгиба (НДС-2) составило:

$$\frac{\sigma_D^{IV}}{\sigma_D^0} = \frac{3367}{3188} = 100\% + \frac{3367 - 3188}{3188} = 100\% + 5,6\%.$$

Проведенный анализ напряжений в опасных точках поперечного сечения зетовых профилей стального шпунта (YSP Z-45, ШГ-5) показал, что чем более тонкостенными являются элементы профиля стального шпунта, тем существеннее влияние местной деформации (НДС-2) на величину полных напряжений.

В табл. 3 приведено сопоставление результатов влияния местного изгиба (НДС-2) на величину полных напряжений в опасных точках профилей стальных шпунтов типа Л-7, YSP-45, ШГ-5. Очевидно, что влияние местного изгиба (НДС-2) на напряженное состояние в шпунтовой стенке, составленной из шпунтин Л-7, оказывается наименьшим. Это позволяет заключить, что прочностные характеристики сталь-

ного шпунта корытного профиля Л-7 выше чем зетового профиля (YSP Z-45, ШГ-5). Следует также отметить, что влияние местного изгиба будет заметно возрастет с увеличением давления q на шпунтовую стенку, и на больших глубинах (при больших q) величина напряжений от местного изгиба (НДС-2) может оказаться одного порядка с напряжением общего изгиба (НДС-1).

В таблице приведены также величины наибольших перемещений по нормали к плоскости шпунтовой стенки от призмы обрушения q . Наибольшие перемещения имеют точки контура поперечного сечения зетового профиля шпунта ШГ-5, наименьшие – точки контура поперечного сечения корытного профиля шпунта Л-7. При этом деформативность профиля ШГ-5 по сравнению с Л-7 примерно в 18 раз выше, а по сравнению с классическим зетовым профилем YSPZ-45 – больше в 1,3 раза.

Таблица 3

Увеличение полных напряжений от учета местного изгиба и максимальные перемещения точек контура сечения шпунтин от местного изгиба

Наименование профиля	Повышение напряжения за счет учета НДС-2, %	Максимальные перемещения точек контура поперечного сечения, см
Корытный Л-7	5,6	$\delta_1 = 0,027q$
Зетовый YSPZ-45	28,2	$\delta_4 = \delta_2 = 0,380q$
Зетовый ШГ-5 (УкрНИИМет)	32,6	$\delta_3 = 0,478q$

Таким образом, более высокие и жесткостные характеристики корытного профиля шпунта Л-7 на статическую нагрузку обеспечивают его общее преимущество перед более экономичными зетовыми профилями стального шпунта.

[1] Руководство по проектированию морских причальных сооружений. РД 31.31.27-81. М: В/О «Мортехинформреклама», 1984. 400 с.

Надійшла 27.09.2012 р.

ПІДТВЕРДЖЕННЯ ВІДПОВІДНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ УКРАЇНСЬКИХ СТАДІОНІВ ДО ЄВРО-2012 НА ЗАСАДАХ ТЕХНІЧНОГО РЕГУЛЮВАННЯ В ЄС

Протягом 2007–2011 рр. державним підприємством НТЦ ОБ «БудЦентр» було надано унікальні за складністю, обсягом і повчальним досвідом послуги з сертифікації металевих конструкцій (М/К) покриттів і фасадів стадіонів у містах Донецьку, Харкові, Києві та Львові (див. таблицю). За повноваженнями третьої сторони реалізовано процедури оцінки та підтвердження відповідності виготовлених М/К проектній документації, насамперед кресленням КМ і КМД, розробленим, апробованим і прийнятим до виробництва у встановленому порядку. Переверіено також прямі вимоги нормативних документів (НД), зокрема будівельних норм і стандартів.

НТЦ ОБ «БудЦентр» діє як орган із сертифікації (ОС), акредитований згідно з європейськими правилами Національним агенством з акредитації України (НААУ), що надає йому право працювати в різних системах підтвердження відповідності, включаючи власну. Найбільший досвід накопичено БудЦентром у державній системі УкрСЕПРО на підставі періодично поновлюваних свідоцтв про призначення та уповноваження (згідно з ДСТУ 3411:2004 [1]), які подовжено за безстроковими свідоцтвами Мінекономрозвитку України без обмежень щодо схем сертифікації продукції, включаючи оцінку (сертифікацію) систем управління.

У зв'язку з реформуванням системи технічного регулювання України в європейському напрямку, започаткованим, зокрема, законами [2, 3], наприкінці 2006 р. Постановою Кабміну [4] було затверджено Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд (ТР), в якому враховано принципові положення Директиви Ради Європи 89/106/ЄЕС [5], такі як основні вимоги до будівельних споруд, процедури оцінки відповідності виробів тощо.

У 2007–2010 рр. з метою впровадження ТР розроблено три комплекти національних НД [6–8], замінено регламентними технічними умовами (РТУ) більшість ГОСТів із розділу 28 Переліку продукції, що підлягає обов'язковій сертифікації в Україні (надалі – Перелік), і приз-



О.Й. Артанов

директор державного підприємства Науково-технічний центр оцінки відповідності в будівництві (ДП НТЦ ОБ) «БудЦентр», аудитор системи сертифікації УкрСЕПРО



М.Л. Гринберг

головний інженер ДП НТЦ ОБ «БудЦентр», аудитор системи сертифікації УкрСЕПРО, к.т.н.



І.М. Лебедич

завідувач відділу нових типів конструкцій ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», к.т.н., лауреат Державної премії України в галузі архітектури



В.В. Холькін

завідувач відділу спеціальних і легких конструкцій ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

начено низку органів з оцінки відповідності (ООВ) вимогам ТР, що сприяло практичній діяльності в цій новій системі підтвердження відповідності, починаючи з 2011 р.

Спираючись на досвід, набутий у процесі розроблення концепції технічного регулювання в будівельній галузі України на європейських засадах, підготовки проекту Технічного регламенту [9] в редакції, максимально наближеній до прототипу [5], участі в розробках [6–8] і РТУ, БудЦентр в рамках як УкрСЕПРО, так і ТР після 2006 р. впроваджує європейські підходи згідно з документами [4, 5].

Стадіон	Групи конструктивних елементів М/К	Країна-виробник
1. «Донбас-Арена» («Шахтар») Донецьк	1. Закладні блоки та деталі анкерного типу й переважно стиснуті п'яти	Туреччина, Німеччина
	2. Опорні вузли-шарніри	
	3. Просторові консольні ферми зі стрижнями замкнутого та двотаврового перерізу	
	4. Структурні плити з трубчастих стрижнів типу «MERO»	
	5. Покрівельні і фасадні системи огорожувальних конструкцій	
2. «Металіст» Харків	1. Опорні елементи каркаса (колони, стійки та тяги)	Україна
	2. Підкроквяні та кроквяні ферми, в'язі	
	3. Ванти, осі, прогони покрівлі, площадки, сходи та огороження, табло	
3. НСК «Олімпійський» Київ	1. Закладні деталі, опорні частини колон	Україна, Велика Британія, Німеччина, Іспанія, Таїланд
	2. Колони та ригелі (розпирних кілець) коробчастого перерізу	
	3. Вантові радіальні ферми, центральне кільце, фасадні канати	
	4. Покрівельне заповнення (підвісні ліхтарі та тканина)	
	5. Безрозкісні ферми фасадні та систем освітлення	
	6. Сходи, площадки та огорожі для обслуговування та розкріплення табло	
4. «Арена-Львів» Львів	1. Опорні вузли та елементи консольних ферм зі стрижнями круглого трубчастого перерізу	Німеччина США, Китай Чехія
	2. Структурні конструкції типу «MERO» і «Novum»	

Для об'єктів Євро-2012 у відповідності з ТР визначали основні вимоги безпеки [6], зокрема щодо механічного опору та стійкості, безпеки експлуатації протягом розрахункового терміну служби споруд. Готуючи рішення за заявками та завдання випробувальним лабораторіям (ВЛ), обирали групи конструктивних елементів, які відіграють важливу роль у виконанні зазначених основних вимог, та суттєві характеристики виробів для перевірки фактичних (виконавчих) показників.

Крім того, головні конструкції покриттів над трибунами, наприклад сталеві ферми, перевіряли щонайменше за пунктами НД згідно з розділом 28 Переліку (з урахуванням заміни скасованих НД актуальними РТУ).

Впроваджено загальні принципи, рекомендовані в ЄС, а саме: зменшення витрат на випробування, поширення існуючих результатів – див. ДСТУ-Н Б А.1.1-90 (ЄС Guidance Paper M), а також вибір найменш обтяжливих процедур оцінки та підтвердження відповідності, сумісних із безпекою споруд [4, 5] за умов застосування переважно неруйнівних методів досліджень і недопущення верхолазних робіт.

Для конкретних об'єктів у залежності від обраних замовником організацій і підприємств як учасників будівництва (проектувальників, виготовлювачів, монтажників тощо), архітектурно-конструктивних рішень, встановлених термінів й інших обставин – визначали до перевірки групи конструктивних елементів (пере-

важно М/К), перелік показників і можливі схеми (моделі) сертифікації із залученням акредитованих ВЛ.

Стадіон «Шахтар» – «Донбас-Арена». Металоконструкції нового стадіону запроектовано, виготовлено та змонтовано іноземними фірмами, генпідрядник – «ЕНКА», Туреччина. Опорні елементи, консольні ферми, покрівельні і фасадні системи огорожувальних конструкцій виготовлено на заводі «Чимташ», Туреччина. Значний внесок зроблено фірмою «MERO-TSK», Німеччина, у побудову просторової ґратчастої системи «MERO» – структурних плит, які спираються на консольні ферми. Фірма надала засадничий документ «Загальний допуск будівельного нагляду до експлуатації» (Німецький інститут будівельної технології), а також проєкт «Заявка на допуск в Росії». Обидва документи є детальними технічними умовами, які реалізовано «MERO-TSK» у процесі проектування, виготовлення та шеф-монтажу структурного покриття стадіону.

Проєкт експертував Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського (надалі – Укрінсталькон).

Враховуючи послідовність і терміни поставання різними виробниками елементів на монтаж, БудЦентром було виділено групи конструктивних елементів 1.1–1.5 (див. таблицю).

Перевірено показники складних М/К, вперше запропоновано та застосовано комбіновані моделі сертифікації, які дозволили працювати в

СТАДІОН «ДОНБАС-АРЕНА»



Закладний блок



Анкерна опора, шарнір



Вузол консольної ферми



Вузол структури «Меро»

режимі реального часу й охопити весь обсяг продукції кожної групи. Це задовольнило заявника на сертифікацію та не суперечило правилам УкрСЕПРО. Також деталізовано завдання випробувальним лабораторіям. Основні випробування виконали фахівці ДонНАБА, м. Макіївка.

Одним із важливих аспектів взаємодії ОС із заявниками, виробниками, експертами, працівниками ВЛ тощо є оперативний обмін інформацією, обсяги якої на цьому об'єкті вражають (10 т паперу на креслення, біля 20 тис. актів на приховані роботи). Зі свого боку БудЦентр, який надає перевагу безпаперовій технології робіт із підтвердження відповідності, приймав від фірм «ЕНКА» і «MERO-TSK» креслення, протоколи випробувань, інші вихідні матеріали в електронному форматі як офіційні документи. Ці фірми демонстрували загальну комп'ютеризацію процесів проектування (розрахунки, конструювання) та виготовлення М/К під час обстеження аудиторями та експертами ОС. Для адекватного опрацювання креслень, наданих фірмою «ЕНКА» на певному етапі робіт, з'явилась необхідність у покращанні технічних характеристик і комп'ютерних комплексів у локальній мережі ОС.

За результатами розгляду технології розроблення та виготовлення структурних систем фірмою «MERO-TSK» ми дійшли позитивного висновку щодо стабільності показників міцності їх елементів.

Це забезпечують, *по-перше*, автоматизовані етапи визначення навантажень, їх комбінацій, статичного розрахунку та призначення перерізу стрижнів і параметрів кульових вузлових елементів (перший комп'ютерний комплекс), перевірка компонування кожного просторового вузла структури з урахуванням кутів примикання і реальних габаритів окінцівок стрижнів (другий комп'ютерний комплекс).

По-друге, з останнього комплексу надсилаються команди безпосередньо на лінію, що комплектує стрижні з відрізків труб і приварених конусних окінцівок із висувними болтами.

По-третє, значну кількість таких стрижнів випробовують на розтяг розрахунковим зусиллям, наприклад при лазерному зварюванні – кожен.

Стадіон «Металіст». Реконструкція покриття, а фактично заміна навісу над трибунами стадіону, виконувалася майже без зупинки його експлуатації.

Проектування, виготовлення та монтаж М/К здійснили виключно харківські металобудівники, генпідрядник – ТОВ «Стальконструкція». Проект було експертовано фахівцями інституту «Укрінсталькон», м. Київ.

Зважаючи на стислі строки будівництва, було угруповано та розглянуто лише три групи М/К, а саме 2.1–2.3 (див. таблицю).

СТАДІОН «МЕТАЛІСТ»



**V-подібні колони, стійки, тяги.
Шарнірна підвіска до тяги**



**Секції ферм.
Окінцівки стрижня під монтаж**

За таким розподілом було відібрано зразки, організовано перевірки за участі акредитованого НААУ ДП «Випробувальний центр будівельних конструкцій», м. Київ. Продукцію ідентифіковано за технічною специфікацією сталі та документацією КМД в обсязі близько 3400 т.

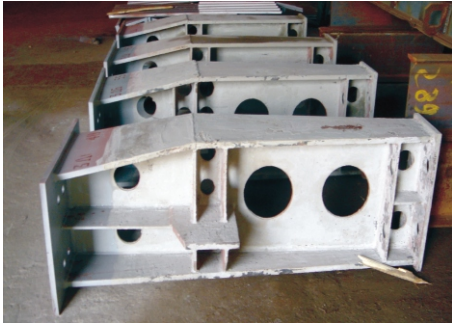
НСК «Олімпійський». Під час реконструкції стадіону одним із головних завдань було створення навісу над трибунами як покриття радіально-кільцевої структури з вісімдесяти сегментів. Його утворюють периферійний каркас М/К із стрижнів коробчастого перерізу та тросова система із мембранно-тентовим заповненням. Каркас складено з колон із ламаною віссю, орієнтованих кутом назоні від арени, та ригелів, розташованих по кільцях нижнього та верхнього ярусів. До останнього закріплено верхні пояси вантових ферм, з'єднаних центральним кільцем із десяти канатів закритого типу діаметром 115 мм. Тканина покрівлі спирається на нижні пояси вантових ферм і стабілізована формоутворювальними щодо водовідведення елементами з купольними ліхтарями на шпренгельних підвісах. У нижній ярус каркаса вбудовано фасадні вантово-стрижньові фрагменти зі склінням.

Генпроектувальником виступила німецька архітектурна фірма «GMP», на доручення якої робочий проект М/К виконала також німецька фірма «SBP». Обидві ці фірми підрядилися на авторський нагляд і супроводження робіт. З української сторони адаптером було архітектурне бюро Юрія Серьогіна, в експертизі проекту М/К брали участь також фахівці Укрінсталькону. Тендер на реалізацію проекту виграла фірма «Завод Майстер-Профі Україна», м. Дніпропетровськ, яка виготовила основні елементи каркаса та інші стрижньові М/К. У виробництві вантових і тентових елементів провідну роль відіграли фірми «BRIDON» і «HIGHTEX», Німеччина.

БудЦентр, виходячи з технічних і організаційних чинників, орієнтував свої послуги щодо груп конструктивних елементів 3.1–3.6 (див. таблицю).

При цьому, враховуючи досвід зведення попередніх об'єктів Євро-2012, розраховували на оперативне, відкрите та конструктивне співробітництво з виробниками, проектувальниками та іншими заінтересованими сторонами.

НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»



Закладні деталі



Опорний вузол колони



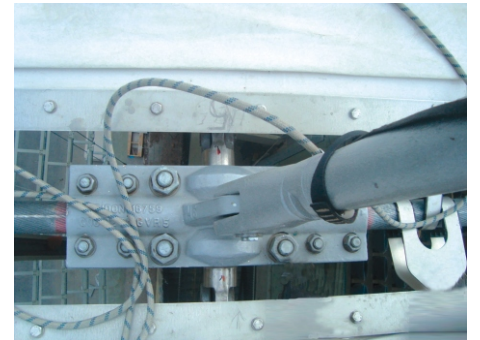
Торець ригеля UCR



Стиковані колони (FC + RC).
Вузол примикання ригеля LCR



Вантові ферми та кільце.
Вигляд покрівлі, ліхтарі



Примикання ферми до кільця.
Затискач троса для підвіски



Торець сегмента мембрани



Каркас підвісного ліхтаря

Дійсно, серед чотирьох розглянутих стадіонів НСК «Олімпійський» має найбільш модерну схему та різноманітний за формами комплект М/К. Вони функціональні та архітектурно виразні, але найскладніші в реалізації та апробації. Не останню роль відіграє склад виконавців робіт. Якщо на донецькому об'єкті це були лише іноземні фірми, харківському – тільки українські, то на київському – ті та інші. Ця обставина викликала певні організаційно-психологічні труднощі.

Учасники робіт, як перша сторона, мали задовольнити вимоги користувачів, як другої сторони. Фахова сертифікація третьою стороною додає впевненості щодо виконання основних вимог безпеки за Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд, що є важливою обставиною при прийманні об'єктів в експлуатацію, особливо в разі використання бюджетних коштів.

Значну увагу приділено також перевірці важливих елементів фасаду та системи освітлення, зокрема плоских і просторових безрозкісних ферм (Віренделя) та інших компонентів.

Через певні організаційні неузгодження, а також терміновість робіт і брак коштів поза увагою залишилися деякі об'єкти та аспекти оцінки відповідності, наприклад, каркас табло, протигрибкова здатність тканини покрівлі тощо. Зауважимо, що частину документації та зразки для випробувань довелося чекати надто довго, тому що необхідність у них, терміни та вартість не були передбачені контрактами з підрядниками. Зі свого боку, БудЦентр був зацікавлений у своєчасній реалізації процедур сертифікації, що слугувало б не тільки їх ефективності, але й мінімізувало роботи на будмайданчику та збільшило безпеку фахівців ОС і ВЛ. Найбільші обсяги випробувань виконано ВЦ «НВЦ Надійність» НТУУ «КПІ», акредитованим НААУ.

Стадіон «Арена-Львів». На початкових етапах будівництва нового стадіону його метало-конструкції було заявлено на сертифікацію фірмою «MERO-TSK», Німеччина, яка добре зарекомендувала себе при зведенні стадіону «Донбас-Арена». Цього разу фірмою було запропоновано також просторові (структурні) М/К покриття та фасаду типу «MERO». Але консольні ферми, на відміну від донецьких просторових, які було розраховано на суттєво несиметричні (крутильні) навантаження, включаючи осідання

опор на теренах із шахтними проходками, для Львова проектувалися плоскими. Відрізнявся й спосіб спирання структур на консольні ферми. Якщо в першому випадку реалізовано звичні вузли блоків, то в другому – до поясів ферм приварювали патрубки з різьбою під стандартні окінцівки стрижнів «MERO».

Таке рішення щодо спирання, на наш погляд, є неналежним, бо припустимі відхилення розмірів, зокрема кутових, у вузлах структур зазвичай притаманні машинобудуванню, а для ферм – значно більші, що є традиційним для М/К. Елементи структур і консольних ферм виготовляли на двох різних заводах Німеччини, що, незважаючи на комп'ютеризацію процесів виробництва, призвело до численних ускладнень під час монтажу.

На прикінцевих етапах будівництва через фінансові труднощі структурні конструкції та консольні ферми виготовляли інші фірми – «Novum Structures», США і «TESASING», Чеська Республіка, а заявником на сертифікацію виступило ТОВ «АЛЬТКОМКІЇВБУД». При цьому виявилось, що через недосконалість контрактів були відсутні креслення КМД, розроблені попередніми заводами.

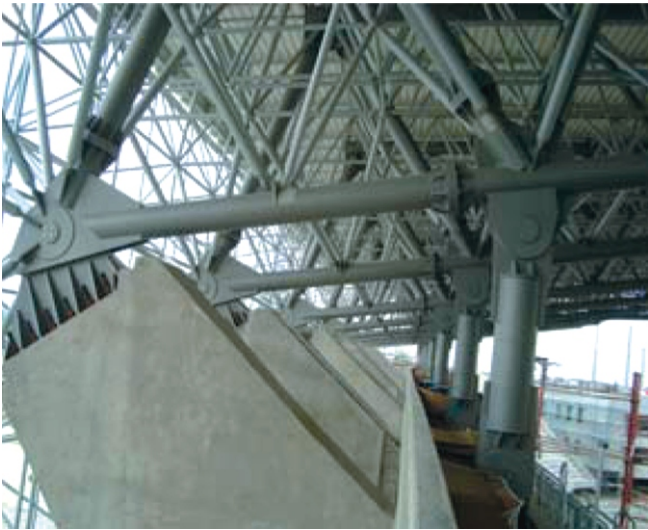
Щоб зберегти простежуваність і підвищити відповідальність усіх виробників однотипних М/К, БудЦентром було запропоновано фіксувати фактичний стан у виконавчих кресленнях.

Розглянуто групи конструктивних елементів 4.1, 4.2 (див. таблицю).

Отже різноманітні конструктивні форми чотирьох стадіонів мають певні загальні риси. Це, насамперед, радіальні консольні ферми, стрижньові чи вантові, з'єднані у кільцевому напрямку у просторові системи (блоки). Для них склали багатоелементні розрахункові схеми, за якими обчислювали зокрема на несиметричні навантаження з десятками можливих комбінацій.

Залежно від способу та дозволеного (архітектурно-планувальними рішеннями) плеча спирання ферми мають або потужні анкерні опори («Донбас-Арена», «Арена-Львів»), або невеликі («Металіст»), або анкери зовсім відсутні (НСК «Олімпійський»). В усіх випадках шарнірні (за розрахунковою схемою) вузли опорних стрижнів, розтягнутих чи стиснутих, реалізували за допомогою матеріальних осей.

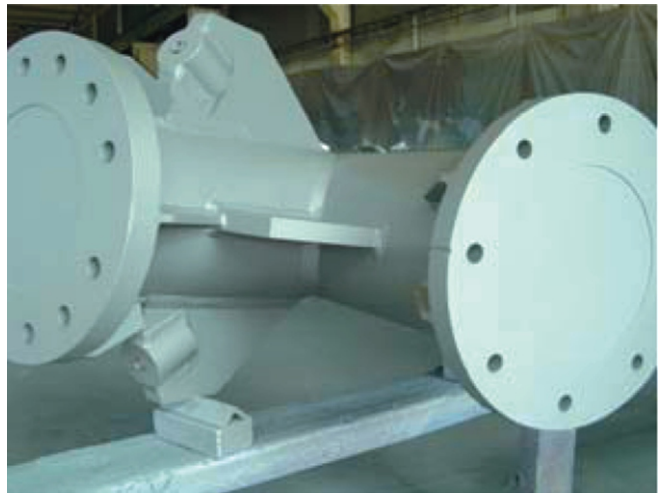
СТАДІОН «АРЕНА-ЛЬВІВ»



Конструкції консольних ферм. Анкерні та стиснуті опори, шарнірні вузли



Патрубки з різью під структуру



Фланці для стиків стрижнів ферми



Структурні стрижні типу «Novum»



Зразки після тесту на ударну в'язкість

Провідні фахівці БудЦентру, як з будівельної справи, так і з процедур технічного регулювання, ідентифікували конкретні об'єкти опрацювання серед розглянутих груп конструктивних елементів, обирали зразки для випробувань за показниками безпеки, беручи за основу проєкт (креслення КМ і КМД, спеціальні технічні умови) і НД України. В разі потреби оцінювали вимоги європейських стандартів, переважно на підставі наданих закордонними фірмами апробаційних документів. Серед останніх:

- сертифікати на систему управління якістю (СУЯ), свідоцтва третьої сторони (національні та європейські) та/або декларації про відповідність на власну продукцію, на вихідні матеріали та напівфабрикати, кріпильні вироби тощо;
- заводські паспорти, в т.ч. тест-сертифікати (протоколи, результати випробувань тощо), які мають супроводжувати поставки, так само як сертифікати походження, пакувальні листи тощо;
- експертні висновки, зокрема Європейські технічні ухвалення (ЕТА);
- акти приймання генпідрядником продукції від основних виробників й їх субпідрядників.

Найбільш докладними були результати апробації М/К незалежними органами та першою

стороною в особі іноземних виробників, які зазвичай декларують показники безпеки та несуть за них цілковиту відповідальність. Наприклад, кожна відлита деталь для вантової системи НСК «Олімпійський» перевірялася ультразвуковим і магнітним методами, у т.ч. зі штампуванням Реєстром Ллойда.

Загальною проблемою для всіх стадіонів було додаткове визначення та оцінка результатів випробувань застосованої сталі на ударну в'язкість за температури мінус 40 °С. Деякі іноземні постачальники спочатку обмежувалися показниками при мінус 20 °С, на що звертали увагу фахівці-експерти Укрінсталькону [10].

Ця тема отримала несподіване продовження із набуттям чинності ДБН В.2.6-163 [11], яким встановлено перевірку лише при мінус 20 °С. Але досвідчені фахівці заперечують таку новачку, пропонуючи для кліматичних умов України більш жорстку перевірку, наприклад за температури мінус 30 °С.

Автори досліджень [12] запевняють у можливості визначення чисельним методом показників ударної в'язкості при заданій температурі без додаткових випробувань. БудЦентр зацікавлений у впровадженні розрахункового методу підтвердження відповідності, зокрема згідно з ДСТУ-Н Б А.1.2-6 [13] та європейськими підходами.

[1] Державна система сертифікації УкрСЕПРО: Збірка Державних стандартів України – ДСТУ 3410-96, 3411-2004, 3412-96...3420-96, 3498-96, 3957-2000. – Видання офіційне // Держстандарт України. – Київ, 2000. – 236 с.

[2] Про підтвердження відповідності/ Закон України від 17.05.2001 № 2406-14.

[3] Про стандарти, технічні регламенти та процедури оцінки відповідності/ Закон України від 01.12.2005 № 3164-IV

[4] Постанова Кабінету Міністрів України від 20 грудня 2006 р. № 1764 «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд».

[5] Council Directive 89/106/EEC of 21 December 1988 on the approximation of the laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products.– OJ L 40, 11.2.1989. – 12 p.

[6] ДБН В.1.2-6...11-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд (6 НД).

[7] ДСТУ-Н Б А.1.1-77...80:2007, -82...90:2008 Система стандартизації та нормування в будівництві. Настанови. Керівні документи стосовно Директиви 89/106/EEC (13 НД).

[8] ДСТУ Б А.1.2-1:2007, -2...5:2009, -6:2010 Система ліцензування та сертифікації у будівництві. Оцінювання відповідності у будівництві згідно з Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд (6 НД).

[9] Технічний регламент з підтвердження відповідності «Будівельні вироби» (проєкт) // Оконные технологии.- № 17 – 2004. – С. 52–64.

[10] Експертиза робочої документації будівельних конструкцій першого п'ятизіркового футбольного стадіону України / В.В. Холькін // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2007. – № 1. – С. 22–26.

[11] ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проєктування, виготовлення і монтажу

[12] Оценка качества конструкционных сталей / Ю.А. Мешков, С.А. Котречко, А.В. Шиян, В.И. Большаков, О.П. Носенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2012. – № 2. – С. 16–21.

[13] ДСТУ-Н Б А.1.2-6:2010 Настанова з порядку проведення оцінки відповідності із застосуванням розрахункового методу підтвердження відповідності.

Надійшла 17.07.2012 р.

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ ДАМБ ХВОСТОСХОВИЩ

При розробці корисних копалинь, збагаченні та гідрометалургійній переробці руд і концентратів невід'ємною частиною рудопереробного виробництва промислових підприємств є хвостові господарства, створені для вирішення питань транспортування і організованого складування мінеральних відходів цих підприємств. Основною спорудою хвостового господарства (рис. 1) є хвостосховище – природно або штучно створена ємність для складування хвостів, які переміщують з місць їх утворення переважно гідравлічним способом. Розрізняють хвостосховища наливні, які не мають штучних підпірних споруд, і наливні, підпірні споруди яких частково або повністю споруджуються із хвостів у процесі їх гідравлічного складування.

ДІ «УкрНДІводоканалпроект» як головною організацією – генеральним проектувальником хвостових господарств гірничо-збагачувальних комбінатів України – в 2011 р. вперше в Україні і країнах СНД було розроблено ДБН В.2.4-5:2012 «Хвостосховища і шламонакопичувачі. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво», який набув чинності з 01.09.2012 р. У цьому нормативному документі узагальнено багаторічний



О.І. Оглобля
директор
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»,
д.т.н., професор



С.Л. Раздайбіда
завідувач лабораторії
інженерних розрахунків
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»

досвід проектування інститутом хвостосховищ для таких гірничо-збагачувальних комбінатів, як ВАТ «Полтавський ГЗК», ПАТ «Інгuleцький ГЗК», ПАТ «Північний ГЗК», ПАТ «Центральний ГЗК», ПАТ «Південний ГЗК», ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг», ДП «Східний ГЗК», ТОВ «Миколаївський глиноземний завод», ЗАТ «Кримський ТИТАН» філія «Вільногірський ГМК» та багатьох інших підприємств України та країн СНД.

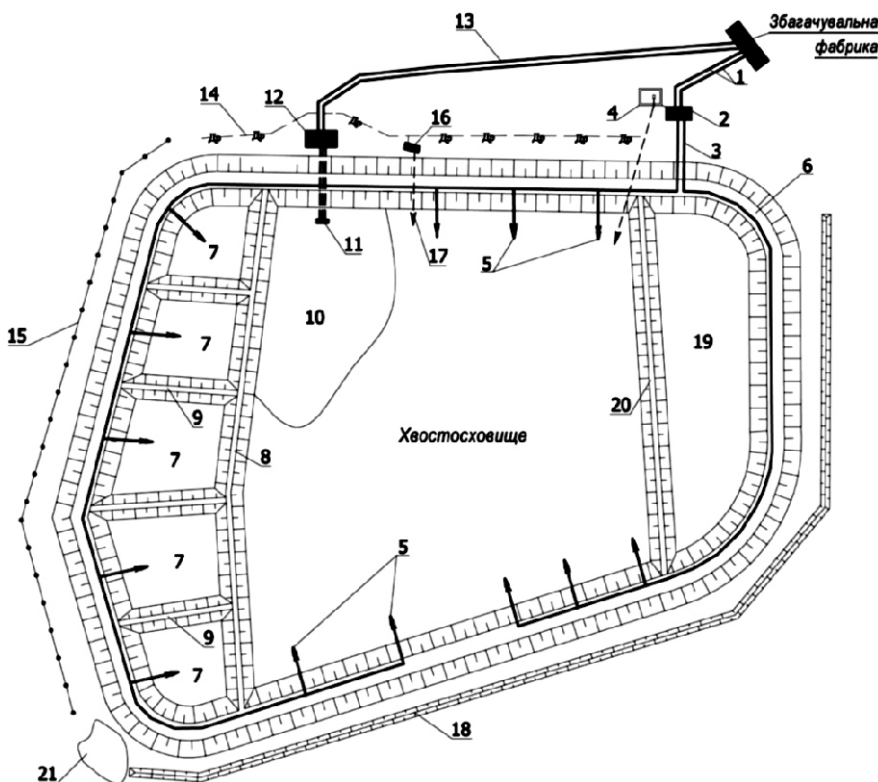


Рис. 1. Схема хвостового господарства гірничо-збагачувального комбінату:

- 1 – самопливна подача пульпи;
- 2 – пульпонасосна станція;
- 3 – магістральні пульпопроводи;
- 4 – аварійна ємність;
- 5 – розподільні пульпопроводи з випусками;
- 6 – дамба обвалування;
- 7 – карта намивання;
- 8 – внутрішня дамба хвостів;
- 9 – відокремлювальна дамба;
- 10 – відстійний ставок;
- 11 – водозабірна споруда;
- 12 – насосна станція оборотної води;
- 13 – трубопроводи оборотної води;
- 14 – дренаж;
- 15 – протифільтраційна завіса;
- 16 – дренажна насосна станція;
- 17 – напірна подача дренажної води;
- 18 – напірна канава;
- 19 – відсік повторного використання;
- 20 – відсічна дамба;
- 21 – акумулююча ємність поверхневих і дренажних вод

Будівництво хвостосховищ. Хвостосховища найчастіше будуються на землях, які характеризуються балками та ярами і є малоприсадибними для сільськогосподарського використання. Ємність хвостосховища по контуру обмежується огорожувальними дамбами комбінованого типу (рис. 2), які складаються із первинних дамб обвалування, що виконуються із суглинного ґрунту, дамб нарощування, огорожувальних і відокремлюваних дамб із кам'яного накидання (часто використовується розкриті рудних кар'єрів або бідні руди), що утворюють систему карт, які замиваються хвостами. Поверхня замитих карт після відповідного періоду відстоювання є основою для улаштування карт наступного ярусу.

Специфіка таких об'єктів полягає в тому, що проектування та будівництво огорожувальних споруд (дамб) виконується не відразу на повну висоту, а поетапно, у міру заповнення ємності хвостосховища. При цьому висота окремих дамб досягає до 100 м і може збільшуватися в процесі подальшого нарощування. Ускладнюючими чинниками, які негативно впливають на стійкість споруд, є наявність в їх основі лесоподібних суглинків, що просідають, балкових алювіальних відкладів та тектонічні розломи. У міру нарощування дамб і відвалів хвостів підсилюється карстовий процес і пов'язані з ним провали і суфозія ґрунтів. Вважається встановленим зв'язок між сейсмічною активністю і заповненням великих водо- і шламосховищ. Це явище має назву наведеної сейсмічності.

Таким чином, надійність і безпечність експлуатації хвостосховищ залежить від конструктивних рішень, які приймаються на основі виконаних розрахунків із урахуванням специфіки будівництва таких споруд.

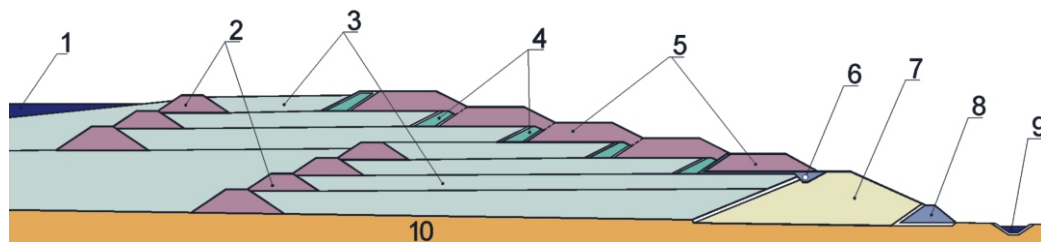


Рис. 2. Характерний поперечний переріз огорожувальної дамби:

- 1 – відстійний ставок; 2 – внутрішня дамба; 3 – карта намивання; 4 – протифільтраційний екран; 5 – дамба обвалування; 6 – трубчастий дренаж зі зворотним фільтром; 7 – первинна дамба; 8 – дренажна призма із зворотним фільтром; 9 – нагірна канава; 10 – основа

Види розрахунків. Згідно з діючими нормативними документами [1–5] для огорожувальних дамб хвостосховищ необхідно виконувати наступні розрахунки:

- фільтраційні з визначенням положення депресійної поверхні, фільтраційних витрат, напорів або градієнтів напорів;
- стійкості укосів по круглоциліндричних і довільних поверхнях ковзання з використанням методів, які задовольняють умови рівноваги в граничному стані, з урахуванням напруженого стану ґрунтів, порового тиску при змінних, в залежності від напружень, міцнісних характеристик ґрунтів;
- стійкості укосів, фільтраційної міцності водотривких елементів із урахуванням напружено-деформованого стану тіла і основи дамби із застосуванням нелінійних моделей ґрунтів;
- осідання дамби та її основи. Горизонтальні зміщення дамб визначають шляхом розрахунку напружено-деформованого стану з урахуванням послідовності та швидкості зведення споруди;
- стійкості дамб до сейсмічного навантаження прямим динамічним методом із використанням акселерограм.

Одним із основних розрахунків для огорожувальних дамб є фільтраційний, в результаті якого визначаються:

- положення депресійної кривої;
- фільтраційні витрати, що проходять через тіло дамби та протифільтраційні пристрої і надходять до дренажів та нижнього б'єфа;
- максимальні градієнти натиску в характерних точках основи та дамби;
- величини напору або тиску в поровій рідині в будь-якій точці поперечного перерізу дамби.

Складність фільтраційного розрахунку полягає в тому, що коефіцієнти фільтрації різних ґрунтів можуть відрізнятися в десятки тисяч разів, а також у необхідності врахування «розриву безперервності потоку».

Надійність огорожувальних дамб характеризується коефіцієнтом запасу стійкості низового або верхового укосів. Чинні норми регламентують величину коефіцієнта запасу в залежності від класу споруди. Так для споруд 1-го, 2-го, 3-го та 4-го класів коефіцієнти запасу повинні бути не менше 1,25; 1,20; 1,15; 1,10 відповідно [3]. Крім того, якщо коефіцієнт запасу більше ніж на 10 % перевищує нормативний, то потрібне спеціальне обґрунтування [3].

Коефіцієнт запасу є відношенням утримувальних сил до зсувних. При розрахунках виходять з того, що обвалення укосу можливе по поверхні, яка подібна до круглоциліндричної. Інший вид поверхні ковзання – це довільна поверхня, розрахунок по якій необхідно виконувати за наявності тонкого прошарку слабкого ґрунту. Слід зазначити, що існують десятки методів розрахунку [8], які розрізняються декількома особливостями:

- використанням не тільки сили, а й моментів сил відносно дуги ковзання;
- врахуванням або неврахуванням сили взаємодії між відсіками, на які при розрахунку поділяється укіс;
- способом визначення сил взаємодії та фільтраційних сил.

Більш прості методи, наприклад Терцагі та Феленіуса [5, 8, 10], не враховують моменти сил відносно центру дуги ковзання та сили взаємодії між відсіками і дають, в загальному випадку, деякий запас у порівнянні з більш точними методами.

У ДІ «УкрНДІводоканалпроект» для виконання вищезазначених розрахунків використовувалися програмні комплекси, які були розроблені провідними науково-дослідними інститутами України та країн СНД. Незважаючи на те, що ці програми не зовсім відповідали сучасним комп'ютерним можливостям щодо підготовки даних і графічного виводу результатів, вони дозволяли виконувати необхідні розрахунки згідно з чинними нормами.

У 2006 р. було введено в дію ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України», згідно з яким сейсмічні навантаження необхідно враховувати починаючи з 6-ти балів, а розрахунки для гідротехнічних водонапірних споруд 1-го і 2-го класів виконувати прямим динамічним методом із використанням акселерограм. При цьому слід відзначити, що в

Україні відсутні програмні засоби для виконання таких розрахунків.

Програмний комплекс GEO-STUDIO. ДІ «УкрНДІводоканалпроект» з жовтня 2011 р. для виконання вищезазначених розрахунків використовує програмний комплекс (ПК) GEO-STUDIO (Канада) у складі п'яти модулів:

- SEEP/W – для розрахунку фільтрації [9];
- SLOPE/W – для розрахунку стійкості [10];
- QUAKE/W – для визначення сейсмічних навантажень за прямим динамічним методом із використанням акселерограм [11];
- SIGMA/W – для розрахунку напружено-деформованого стану [12];
- СТРАН/W – для розрахунку перенесення забруднюючих речовин [13].

Модуль SIGMA/W може використовуватися самостійно для визначення критеріальних показників – горизонтальних і вертикальних зміщень споруди або разом із іншими модулями:

- SEEP/W – для визначення величин надлишкового порового тиску, який з'являється в ґрунтах із малим коефіцієнтом фільтрації при достатньо швидкому нарощуванні дамб;
- SLOPE/W – для визначення стійкості низового укосу з урахуванням напружено-деформованого стану;
- QUAKE/W – при визначенні початкового стану споруди для врахування сейсмічних навантажень.

Модуль СТРАН/W завжди використовується разом із модулем SEEP/W для визначення параметрів, необхідних для розроблення такого розділу проектів, як оцінка впливу на довкілля.

Програмний комплекс GEO-STUDIO має сучасний інтерфейс користувача і дозволяє виконувати всі необхідні для огорожувальних дамб хвостосховищ розрахунки, які регламентуються нормативними документами [1–5].

Розрахунок огорожувальної дамби. Розглянемо ефективність роботи програмного комплексу GEO-STUDIO на прикладі розрахунку дамби хвостосховища «Центральне» ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг».

У даному прикладі реалізована наступна послідовність розрахунків: фільтрація – сейсміка – стійкість. Це означає, що результати розрахунку фільтрації: значення гідралічного напору, порового тиску у вузлах сітки, положення кривої депресії в автоматичному режимі переда-

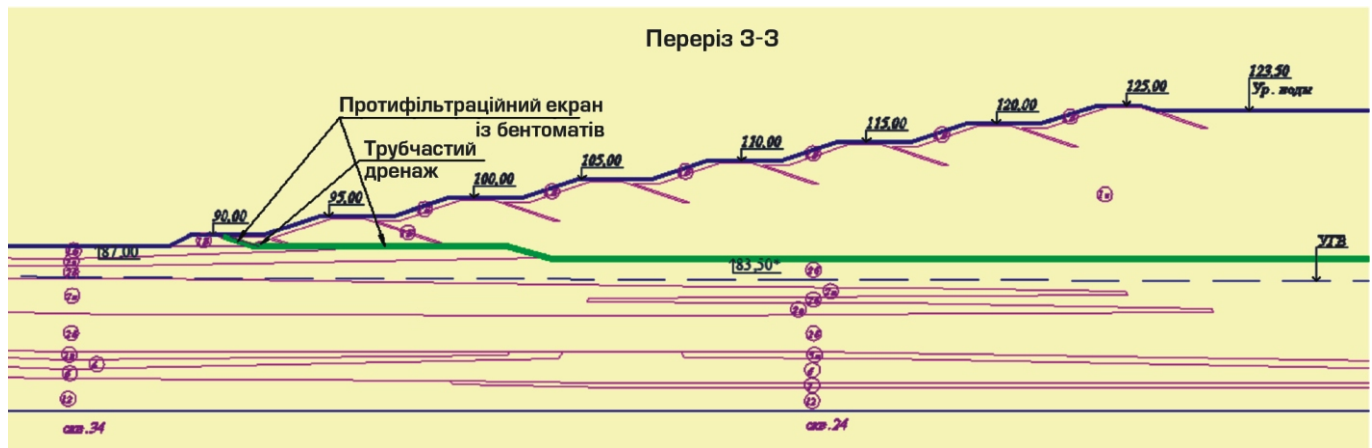


Рис. 3. Розрахункова схема, підготовлена в середовищі AutoCAD

ються до модуля розрахунку сейсміки, а потім змінені (в результаті сейсмічної дії) напружений стан і поровий тиск передаються до модуля розрахунку стійкості. У разі необхідності додатково визначити стійкість споруди без урахування сейсміки, необхідно модуль розрахунку стійкості (SLOPE/W) підключити безпосередньо до модуля розрахунку фільтрації (SEEP/W). Тобто в межах одного файлу можна задати будь-яку послідовність виконання різних варіантів.

Для кожного виду розрахунку (або модуля) задається свій набір характеристик, який також залежить від типу прийнятої моделі розрахунку або ґрунту. Так для розрахунку напружено-деформованого стану дамби при сейсмічному впливі задаються: акселерограма (горизонтальна і вертикальна складові), питома вага ґрунту, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і набір динамічних характеристик ґрунтів, який має деякі відмінності для кожної з трьох реалізованих у ПК моделей поведінки ґрунту при динамічних діях: лінійно-пружної, еквівалентно-лінійної та нелінійної. Найбільш адекватно відображає властивості ґрунту нелінійна модель, яка з математичної точки зору є найскладнішою, зважаючи на високу нелінійність і застосування ітераційного підходу при обчислюванні результатів.

Спочатку складається розрахункова схема, що є поперечним розрізом по греблі в характерному створі, виконана в середовищі AutoCAD, з використанням проектних даних щодо нарощуваних споруд, існуючих і проєктованих дренажних і противільтраційних пристроїв, а також даних інженерних досліджень [6] із виділенням інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Схема доповнюється рівнями води у верхньому і ниж-

ньому б'єфах (рис. 3). Потім заповнюється таблиця фізико-механічних характеристик ґрунтів, в якій для кожного ІГЕ проставляються необхідні вагові, міцнісні, деформаційні і динамічні характеристики [6, 7].

Розрахунок стійкості низового укосу, як правило, розпочинається з розрахунку фільтрації через греблю (модуль SEEP/W). Для прискорення створення розрахункової схеми в ПК є можливість імпорту геометричної складової із заздалегідь підготовленого за певними правилами файлу у форматі DXF (AutoCAD). Підготовка розрахункової моделі безпосередньо в ПК відбувається в наступному порядку:

- встановлюються одиниці вимірів, масштаб відображення, розміри шрифтів тощо;
- визначаються параметри скінченноелементної сітки;
- призначаються характеристики ІГЕ: коефіцієнти фільтрації з постійними значеннями для зон нижче кривої депресії і зі змінними – для зон, через які проходить крива депресії;
- призначаються граничні умови: задаються значення напору або тиску для верхнього і нижнього б'єфів, дренажів, за необхідності можна призначити границі з певною витратою;
- встановлюються створи, через які необхідно визначити витрати.

Отримана у результаті виконаних дій розрахункова схема наведена на рис. 4.

Результат розрахунку фільтрації дає змогу отримати: положення кривої депресії (рис. 5); ізолінії напору, тиску, градієнтів напору (у напрямках X, Y, XY), швидкостей (у напрямках X, Y, XY), а також питомі витрати у встановлених створах

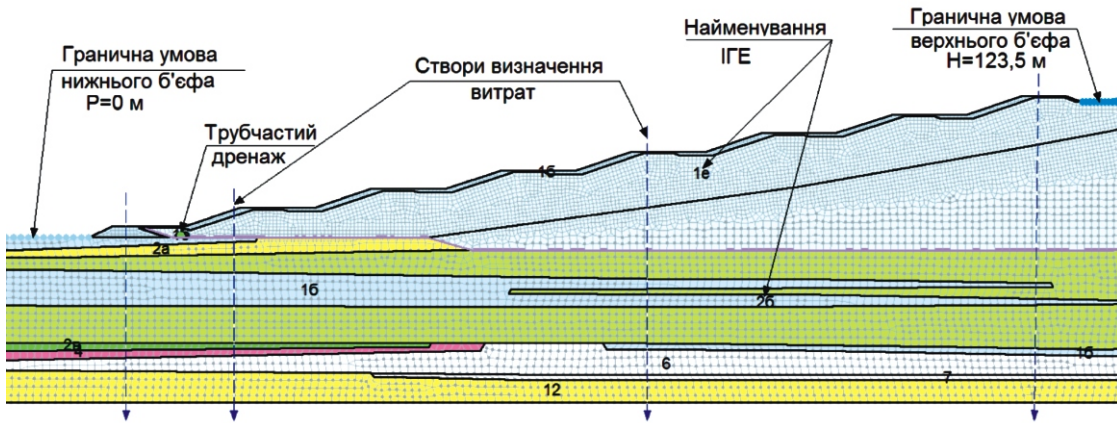


Рис. 4. Розрахункова схема із скінченно-елементною сіткою, ІГЕ і граничними умовами верхнього і нижнього б'єфів, підготовлена в ПК

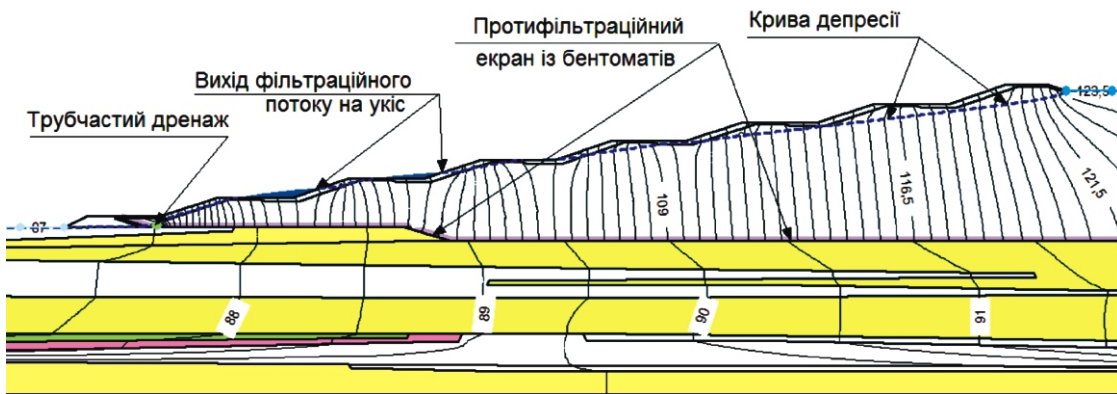


Рис. 5. Результати розрахунку з положенням кривої депресії та ізолініями рівних напорів



Рис. 6. Положення кривої депресії, питомі витрати та ізолінії рівних напорів при додатковому дренажі

(рис. 6); вектори швидкості у вузлах скінченно-елементної сітки; траєкторію руху елементарної частинки рідини, яка проходить через задану точку розрахункової області, з визначенням часу руху, відстані і середньої швидкості.

Аналіз результатів свідчить про вихід потоку фільтрації на укїс. Щоб запобігти цьому небажаному явищу, необхідно запроектувати додатковий трубчастий дренаж (рис. 6).

Аналізуючи отримані результати, можна дійти наступних висновків:

- відсутній вихід кривої депресії на низовий укїс;

- питома витрата до додаткового дренажу становить $5,5 - 3,8 = 1,7 \text{ м}^3/\text{доб.}$, основного дренажу – $3,8 - 3,0 = 0,8 \text{ м}^3/\text{доб.}$, до нижнього б'єфа – $3,0 \text{ м}^3/\text{доб.}$;
- максимальний гідростатичний напір на противільтраційний екран складе $117 - 91 = 26 \text{ м вод. ст.}$ (фактично 30 м вод. ст. – на рисунку не показано). Ця величина повинна бути не більше допустимої для конкретного матеріалу, у даному випадку – екрана із бентоматів.

Наявність значної питомої витрати шламових вод до нижнього б'єфа вимагає додаткових

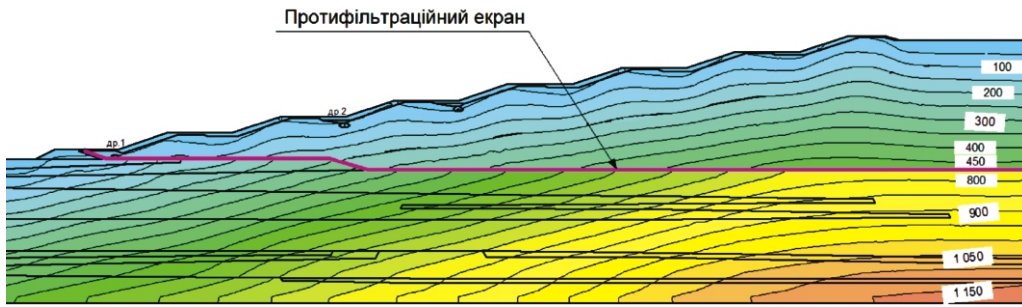


Рис. 7.
Ізолінії ефективного
вертикального напруження
початкового стану, кПа

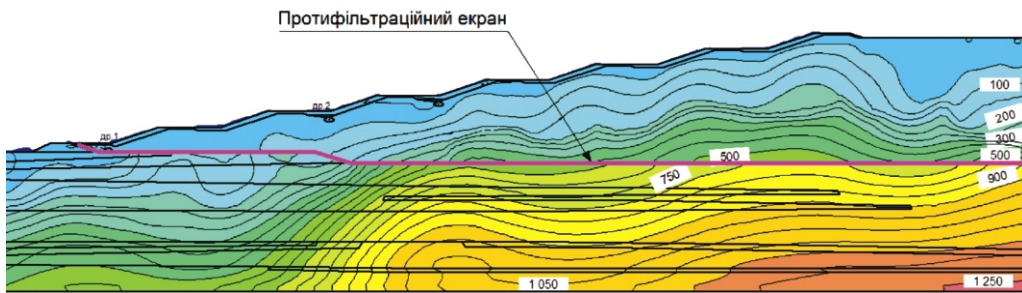


Рис. 8.
Ізолінії ефективного
вертикального напруження
в результаті сейсмічних
навантажень, кПа

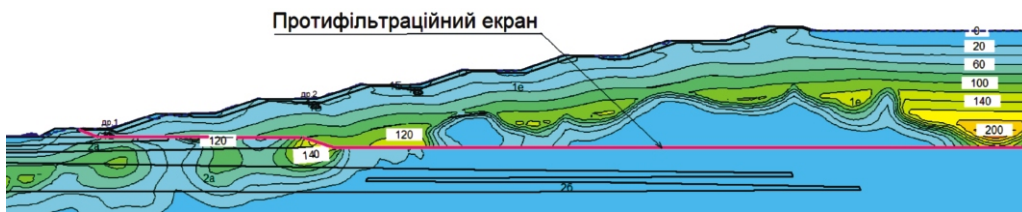


Рис. 9.
Ізолінії надлишкового
порового тиску, кПа

заходів. Це або застосування менш проникного матеріалу для протифільтраційного екрана (коефіцієнт фільтрації для бентоматів складає 0,0000017 м/доб.), або влаштування екрана в 2 шари, або дренажних стрічок поверх протифільтраційного екрана. Ці варіанти також можуть бути промодельовані в даному ПК.

Слід відзначити, що результати всіх розрахунків зберігаються в одному файлі. Це означає що, відкривши файл із виконаними розрахунками, можна вивести на екран будь-які результати. Проте ця корисна властивість ПК може бути причиною генерації файла досить великого розміру. З метою зменшення обсягу файла (наприклад, для пересилання електронною поштою) є можливість збереження його без результатів розрахунків.

Далі виконуються розрахунки напружено-деформованого стану дамби з урахуванням сейсмічних навантажень (QUAKE/W). Для цього необхідно провести серію розрахунків сейсміка – стійкість із використанням акселерограм, які додаються до звіту [7]. Остаточними є розрахунки, в яких коефіцієнт стійкості буде найменшим. На першому етапі виконується розраху-

нок початкового стану (без сейсмічного впливу) огорожувальної споруди (рис. 7).

На рис. 7 бачимо, що ізолінії в цілому повторюють контур низового укусу. На протифільтраційному екрані відбувається стрибок напружень зі збільшенням на 300 кПа нижче екрана. Оскільки ефективно вертикальне напруження входить до чисельника формули коефіцієнта стійкості (у складі утримуючої сили), то збільшення напружень позитивно впливає на стійкість низового укусу споруди.

На рис. 8–11 приведені графічні результати розрахунку напружено-деформованого стану дамби з урахуванням сейсмічної дії у 8 балів.

Порівнюючи ізолінії на рис. 7 і рис. 8, бачимо, що на останньому вони мають значно більш хвилястий вигляд, що пояснюється хвилювим характером сейсмічної дії. Тобто напруження в кожному вузлі стають то більшими, то меншими, відповідним чином впливаючи на стійкість як окремого вузла, так і всього укусу в цілому. На рис. 8 також помітний вплив протифільтраційного екрана на напружений стан дамби (зміна кольору та номера ізолінії по лінії протифільтраційного екрана).

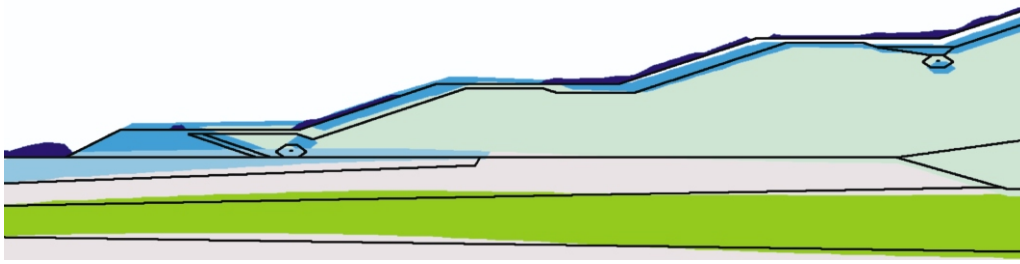


Рис. 10.
Зсуви елементів дамби та основи під час сейсмічної дії

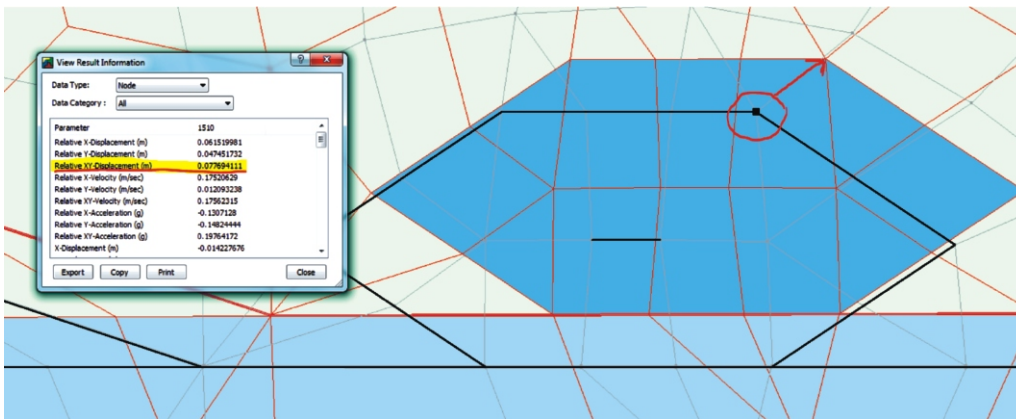


Рис. 11.
Визначення точного значення (0,077 м) відносного переміщення вузлової точки

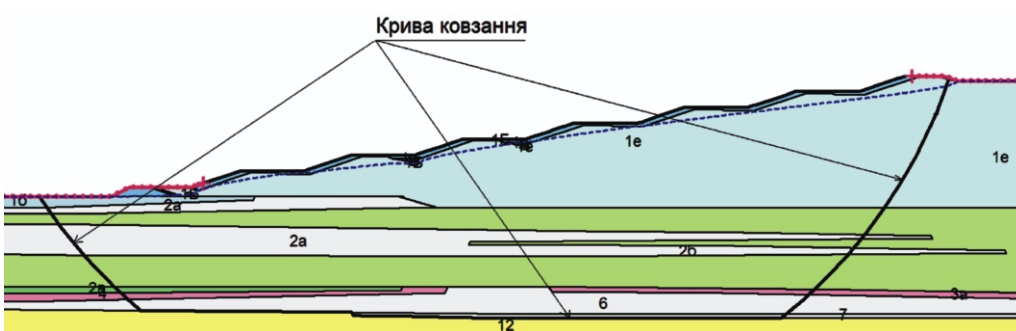


Рис. 12.
Стійкість низового укосу дамби без урахування сейсміки. Коефіцієнт стійкості $k_S = 1,543$ (за методом Фелленіуса)

Треба відзначити, що графічні результати можна вивести за будь-який момент часу періоду сейсмічної дії. Більше того, в ПК є можливість створення відео, що відображує динамічну зміну результатів (рис. 9).

Збільшення надлишкового порового тиску в процесі сейсмічної дії є головним чинником зниження стійкості укосу дамби. Механізм цього явища можна пояснити наступним чином: у результаті сейсмічних коливань відбувається ущільнення ґрунту і частина навантажень передається на рідину у порах ґрунту, тим самим зменшуючи сили тертя і зчеплення між ґрунтовими частинками.

На рис. 10 показані деформації, які відбуваються під час сейсмічної дії. Нижній дренаж перемістився вгору і праворуч, верхній – вниз. Темно-синім кольором показаний вихід фільтраційного потоку на укіс. Це явище виникає в

результаті зростання надлишкового порового тиску і відбувається по всьому низовому укосі і навіть на ділянках розташування дренажів. У літературі описаний випадок виливання ґрунтових вод із п'єзометрів, яке продовжувалося кілька діб після землетрусу (дамба поблизу м. Сан-Фернандо, Каліфорнія).

На рис. 11 показано виведення точного значення переміщення нижнього дренажу.

Окрім переміщень, у вузловій точці можна визначити значення швидкості, прискорення, напруги, порового тиску, напору, зсувні та об'ємні деформації тощо.

Проте головним критерієм безпеки ґрунтової споруди залишається коефіцієнт стійкості низового і верхового укосів.

Результати розрахунку стійкості низового укосу без урахування сейсміки (основне сполучення навантажень) наведені на рис. 12.

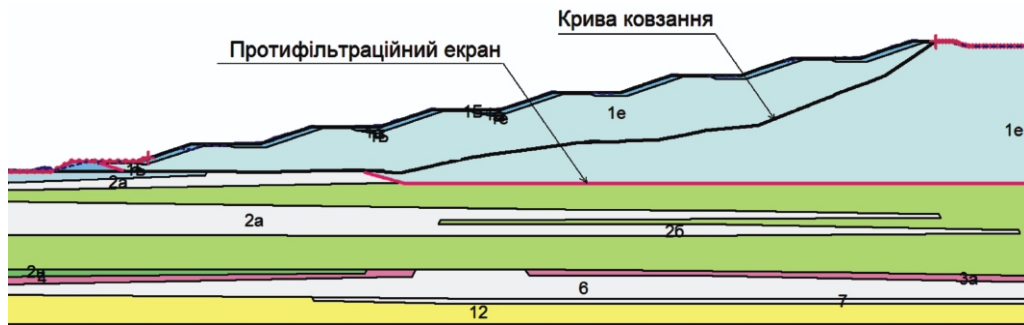


Рис. 13.
Стійкість низового укосу дамби з урахуванням сейсміки 8 балів.
Коефіцієнт стійкості $k_S = 1,381$
(за методом Фелленіуса)

У модулі SLOPE/W передбачена можливість розрахунку стійкості укосів за 13 різними методами. У даному випадку застосовується метод Фелленіуса, відомий в літературі як шведський метод, в Радянському Союзі – як метод Терцагі, рекомендований нормативним документом [5] під назвою методу ВНДІГ-Терцагі.

На рис. 12 основа кривої ковзання проходить у слабких глинистих ґрунтах (ІГЕ № 6 і № 7) по поверхні міцних вапняків (ІГЕ № 12). У ПК застосовано біля десяти алгоритмів пошуку мінімальної кривої ковзання, що дозволяє знайти дійсно мінімальний коефіцієнт стійкості укосу.

На рис. 13 відображені результати розрахунку стійкості низового укосу з урахуванням сейсміки (особливе сполучення навантажень). Порівняно з рис. 12 крива ковзання змістилася в область більших значень надлишкового порового тиску, тобто в область ослабленої міцності ґрунту (див. рис. 9). Зниження коефіцієнта

стійкості при урахуванні сейсмічного впливу за прямим динамічним методом складає:

$$(1,543 - 1,381) / 1,543 \quad 100 \% = 10,3 \%$$

Висновок. Усі наведені розрахунки освоєні ДІ «УкрНДІводоканалпроект» і виконуються в масовому порядку при проектуванні нових споруд і для перевірки правильності раніше прийнятих конструктивних рішень. За допомогою ПК GEO-STUDIO можна виконати також розрахунок нестационарної фільтрації, коли витрата, що надходить до верхнього б'єфа, є перемінною або триває певний час, модулювання процесу консолідації ґрунтів із визначенням значень надлишкового порового тиску відповідно до темпів нарощування греблі у часі. ПК GEO-STUDIO є достатньо ефективним програмним засобом для виконання всіх необхідних для огорожувальних дамб хвостосховищ розрахунків, на основі яких проектуються надійні та безпечні в експлуатації споруди.

[1] ДБНВ.2.4-5:2012 Хвостосховища і шламонакопичувачі.
[2] ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво в сейсмічних районах України.
[3] СНиП 2.06.05-84 Плотины из ґрунтовых материалов.
[4] СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений.
[5] П-783-88 (Гидропроект). Рекомендации по проектированию плотин из ґрунтовых материалов.
[6] Научно-технический отчет. Инженерные изыскания. ГИ «УкрНДІИводоканалпроект». Киев, 2012.
[7] Научно-технический отчет. Сейсмическое микрорайонирование территории хвостохранилища «Центральное» ПАО «АрселорМиттал Кривой Рог». ООО «Фундамент-строймакс». Днепропетровск, 2012.

[8] Я.Х. Хуан. Устойчивость земляных откосов. М.: Стройиздат, 1988.
[9] Seepage Modeling with SEEP/W. July 2012. GEO-SLOPE International Ltd.
[10] Stability Modeling with SLOPE/W. July 2012. GEO-SLOPE International Ltd.
[11] Dynamic Modeling with QUAKE/W. July 2012. GEO-SLOPE International Ltd.
[12] Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W. July 2012. GEO-SLOPE International Ltd.
[13] Contaminant Modeling with CTRAN/W. July 2012. GEO-SLOPE International Ltd.

Надійшла 11.10.2012 р.

TARGET RELIABILITY OF STEEL FASTENERS SUBJECTED TO SHEAR AT SPORT ARENAS IN NORMAL AND FIRE TEMPERATURES

The great grandstands at sport arenas are the public places where consequences of failure are very high and according to EN 1990 they belong to CC3 class consequences of failure. The characteristic resistance of steel shear connection is obtained as minimum of two variables: bolts resistance and steel body resistance. Probability function of these minima in CC3 class is defined and described in the paper.

Великі трибуни спортивних стадіонів – це громадські місця, де руйнування може мати значні наслідки. Згідно з EN 1990 вони відносяться до наслідків руйнування класу CC3. Характеристичний опір сталевих зсувних з'єднань визначається як мінімальне значення з двох змінних: опору болтів та опору сталевому корпусу. Описується імовірнісна функція цих мінімумів у класі CC3.

The sport arenas with great grandstands are the public places where consequences of failure are very high. For this reason, according to EN 1990 they belong to CC3 class consequences of failure. The reliability class RC3 is associated with the consequences class CC3 [4] and is defined by the 4 3 reliability index with probability of failure $p_f = 8,54 \cdot 10^{-6}$.

Shear connections have to transfer forces between structural members – steel body and bolts with adequate degree of safety. The load-carrying mechanism of bolted shear connections is complex and analytical methods for predicting the shear resistance are not applicable. Instead the resistance of the connections may be determined using empirical formulas. The distributions of horizontal and shear resistance within steel body – bolts will be described depending on material characteristics of steel body and bolts components Fig 1, Fig 2. The characteristic resistance of steel shear connection is obtained as minimum of two variables: bolts resistance and steel body resistance. Probability function of this minima will be defined and described in this paper. Laboratory tests provide the only practicable basis for specifying safety margins for ultimate strength connections. The determination of partial safety factors within shear connections will be presented according to EN1990. Design value of such resistance is specified as suitable fractile of log-normal probability distribution, calculated with the assumption that the acceptable probability of down-crossing is not greater than $p_{f,ult} = 2,91 \cdot 10^{-4}$. It means that the target reliability index, defined for the resistance, is taken as $R_{req} = 3,44$, in accordance with the European recommendations (EN 1990).

The empirical formulas related to bolted steel connection resistance are presented in EN 1993 1-8 [5]. The design shear resistance bearing type A P_{Rd}



Tomasz Domanski
Dr. eng.
Assist. Professor
Cracow University of Technology,
Krakow, Poland

of bolted steel connection should be determined as minimum of:

$$P_{Rd} = \min(P_{s,Rd}, P_{b,Rd}), \quad (1)$$

where $P_{s,Rd}$ is the design steel bolt resistance per shear plane and $P_{b,Rd}$ is the design bearing resistance of the steel body defined for reliability class RC3, as follows:

$$P_{s,Rd} = \frac{f_{ub} A}{M_2 K_{FI}};$$

$$P_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{M_2 K_{FI}} F_{Rd}, \quad (2)$$

where: k_1, a_b, d, t, A – design. parameters; f_{ub} – characteristic strength of the steel bolts; f_u – characteristic strength of the steel body; $M_2 = 1,25$ – partial safety factor for connections; $K_{FI} = 1,10$ for RC3 – partial safety factor usually associated with actions.

Partial safety factor for connections in structures of reliability class RC3 according to EN 1990 is equal:

$$M_{RC3,EC} = M_2 K_{FI} = 1,375. \quad (3)$$

PROBABILISTIC ANALYSIS OF SHEAR BOLTED CONNECTION RESISTANCE.

Let assume $X = P_s$ is the random variable of steel bolt shear resistance, $Y = P_b$ – random variable of bearing resistance of the steel body and define new random variable of bolted capacity $Z = P_R$.

$$Z = \min(X, Y). \quad (4)$$



Fig. 1. Bolted shear connection – scheme



Fig. 2. Bolted shear connection – realisation

Cumulative distribution function of variable Z bolted shear resistance $F_Z(z)$ is defined as [1]

$$F_Z(z) = P(Z \leq z) = P[\min(X, Y) \leq z] \quad (5)$$

$$= 1 - P[\min(X, Y) > z] = 1 - \int_z^\infty \int_z^\infty f_{XY}(x, y) dx dy,$$

where: $P(x)$ and $f(x)$ are probability and density functions of random variable x .

Assuming that random variables X and Y are independent density function $f_Z(Z)$ of variable Z can be obtained from:

$$f_Z(z) = f_X(z) f_Y(z) = f_X(z) F_Y(z) + f_Y(z) F_X(z) \quad (6)$$

– probabilistic moments of random variable Z .

The probability density function $f_Z(Z)$ of shear stud resistance is known then it is easy to obtain first two probabilistic moments of variable Z using classical methods as follows:

- mean value $\int_z E(Z)$ as first moment:

$$\int_z z f_Z(z) dz; \quad (7)$$

- variance $\int_z \text{var}(Z)$ as second moment:

$$\int_z z^2 f_Z(z) dz - \left(\int_z z f_Z(z) dz \right)^2.$$

CHARACTERISTIC AND DESIGN VALUE OF SHEAR BOLTED CONNECTION RESISTANCE IN NORMAL TEMPERATURES.

Safety condition is defined, for standardized random value $Z \ln(\tilde{Z}/z) / \sigma_Z \ln(\tilde{z}/z) / \sigma_z$, by using following formula: (\tilde{Z} – median value, σ_Z – coefficient of variation)

$$\frac{\ln(\tilde{Z}/z)}{\sigma_Z} = \frac{\ln(\tilde{z}/z)}{\sigma_z} \quad (8)$$

where R – is a partial reliability index; R_{req} – is target reliability index for resistance of shear stud connection. Index $R_{req} = R_{req}$ – is the part of

global target reliability index R_{req} defined in EN 1990 [4]. The value $R_{req} = 4,3$ for high consequence for loss of human life and considerable social, environmental consequences. According to EN 1990 $R = 0,8$ then $R_{req} = 0,8 \cdot 4,3 = 3,44$.

Design value of shear connection resistance is defined as:

$$Z_d = \tilde{Z} \exp(-R_{req} \sigma_Z) = \tilde{Z} \exp(-3,44 \sigma_Z) = \tilde{Z} \exp\left(-\frac{3,44 \sigma_Z^2}{2}\right). \quad (9)$$

Characteristic value of Z is defined as 5 % fractile of log-normal distribution as follows:

$$Z_k = \tilde{Z} \exp(-1,645 \sigma_Z) = \tilde{Z} \exp\left(-\frac{1,645^2 \sigma_Z^2}{2}\right). \quad (10)$$

Based on the fact that Z_d and Z_k are known we can estimate minimum partial safety coefficient for shear connection resistance Z in RC3 class as:

$$MRC_{3,min} = \frac{Z_k}{Z_d} \exp[(3,44 - 1,645) \sigma_Z] = \exp(1,795 \sigma_Z). \quad (11)$$

As shown in Figure 3, $MRC_{3,min}$ is the variable for different value of coefficient variation σ_Z . It is necessary to mention, assuming $MRC_{3,min} = 1,375$, that the required level of safety can not be guaranteed for value of $\sigma_Z > 0,18$.

Example 1.

Let's consider a shear bolted connections with steel bolt classes 4.6, 5.6, 6.8, 8.8 with accordingly – ultimate strength of the bolts $f_{ub} = 400$ MPa, 500 MPa, 600 MPa, 800 MPa, diameter of the shank of the bolt $d = 20$ mm. The connection joins two steel plates of steel S275, $f_u = 430$ MPa, thickness $t = 7$ mm.

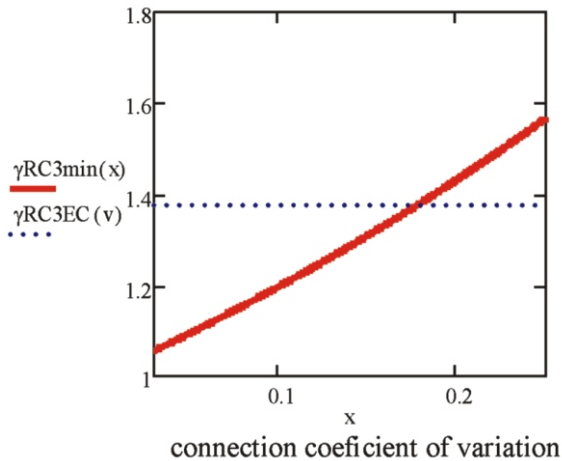


Fig. 3. Minimum partial safety coefficient for shear connection resistance Z

The coefficient of variation of ultimate strength for steel body is $f_u = 0,10$ and for bolt steel is $f_{ub} = 0,05$. Table 1 presents results of calculations of connection resistance, using methods according to EC recommendations and probabilistic approach.

Table 3.1

Resistance for individual fasteners subjected to shear

Bolt classes	4.6	5.6	6.8	8.8
Median value of bolt strength \tilde{f}_{ub} [MPa]	434	543	651	868
Median value of fastener strength \tilde{Z} [kN]	81,74	101,03	111,61	113,39
Standard deviation of fastener strength z [kN]	4,08	5,43	9,345	13,31
Coefficient of variation of fastener strength z	0,050	0,054	0,084	0,100
Design value of fastener strength (EC) P_{Rd} [kN]	54,81	68,51	70,02	70,02
Design value of fastener strength (Probabilistic) Z_d [kN]	68,84	83,96	83,68	80,39

STEEL SHEAR CONNECTION CAPACITY IN FIRE TEMPERATURES.

Design value of ultimate strength in fire temperatures. The ultimate strength $f_{u,k}$ decreases when fire temperatures grow ,

$$f_{u,k} = k_u \cdot f_{u,k,20} \cdot \tilde{f}_u \exp(1,645 f_{u,20} - 0,5 f_{u,20}^2), \quad (12)$$

where \tilde{f}_u , $f_{u,20}$ – are the median and log-normal coefficient of variation of the steel ultimate strength in temperature 20°C . It has been assumed that applied value of characteristic strength $f_{u,k,20}$ is described in normal – room temperature 20°C . The reduction coefficient k_u , k_y , for 400°C for different fire temperatures is presented in standard EN 1993-1-2 [6]. This relation is described as: Z_k , k_u , $Z_{k,20}$.

Constant value of $M_{,fi}$ in fire duration (particularly $M_{,fi} = 1$) [2] causes in the following formula for design value of the steel in fire temperature .

$$f_{u,d} = \frac{f_{u,k}}{M_{,fi} K_{FI}} \cdot \frac{k_y \cdot f_{u,k}}{M_{,fi} K_{FI}} \cdot k_u \cdot f_{u,d,20};$$

$$f_{u,d,20} = \tilde{f}_u \exp(3,44 f_{u,20} - 0,5 f_{u,20}^2) \quad (13)$$

and also for design resistance of connection:

$$Z_d = Z_d \cdot (a) \cdot k_u \cdot Z_{d,20}. \quad (14)$$

The Z is the random variable described by log-normal probability distribution function $N(\tilde{Z}, z)$ $R \tilde{Z}$ – is median value and z is the log-normal coefficient of variation. Reduction coefficient k_u , is defined for different fire temperatures . Temperature will be treated as no-random in this analysis. The relation is as follows:

$$\tilde{Z} = k_u \cdot \tilde{Z}_{20}. \quad (15)$$

It has been assumed that log – normal coefficient of variation R does not depend on temperature , then:

$$z, z_{20} \text{ const and } f_u, f_{u,20} \text{ const} \quad (16)$$

The problem of acceptance equality (16) will be taken into consideration in the next part of this paper.

Standard deviation and coefficient of variation V of the steel ultimate strength in fire temperatures. Now, it is necessary to test hypothesis H_0 – equality of variances: $\frac{2}{k} = \text{var}(Y_k)$ in fire temperatures. The null hypothesis H_0 is: $\frac{2}{1} = \frac{2}{2} \dots \frac{2}{k}$ against alternative hypothesis H_1 : $\frac{2}{1} = \frac{2}{2} \dots \frac{2}{k}$ for all fire temperatures (k) and adequately for $V_k^2 = \frac{2}{\ln k}$ the null hypothesis H_0 : $\frac{2}{\ln 1} = \frac{2}{\ln 2} \dots \frac{2}{\ln k}$ against alternative hypothesis H_1 : $\frac{2}{\ln 1} = \frac{2}{\ln 2} \dots \frac{2}{\ln k}$.

The above hypothesis will be verified by using Bartlett's test which is supported upon following statistic [3]:

$$b = \frac{\sum_{i=1}^k \frac{n_i^2}{p} - \frac{n^2}{N}}{\frac{2}{p} \sum_{i=1}^k \frac{n_i^2}{i} - \frac{n^2}{N}}, \quad (17)$$

where: n – sample quantity, $n = 24$, $i = 1 \dots k = 4$, $N = kn = 96$

$$\frac{2}{p} \sum_{i=1}^k \frac{n_i^2}{i} - \frac{n^2}{N} \quad (18)$$

We accept hypothesis H_0 at the level of significance when: $b < b_k(\alpha; n)$; $b_k(\alpha; n)$ – critical value for Bartlett's test, k – number of populations in fire temperatures, α – level of significance, n – sample quantity.

The Bartlett's statistic b_{fe} to verify hypothesis about equality of yield point standard deviation in fire temperatures $\frac{2}{1} \quad \frac{2}{2} \quad \dots \quad \frac{2}{k}$ was estimated as follows

$$b_{fe} = 1,171 > b_4(0,01; 24) = 0,882$$

then hypothesis $H_0 (\frac{2}{1} \quad \frac{2}{2} \quad \dots \quad \frac{2}{k})$ is rejected, $\frac{2}{k}$ – variance of the ultimate strength in fire temperature.

Consistently, the Bartlett's statistic b_{lnfe} to verify hypothesis about equality of ultimate tensile

strength coefficient of variations in fire temperatures $V_1^2 \quad V_2^2 \quad \dots \quad V_k^2$ was estimated

$$b_{lnfe} = 0,247 < b_4(0,01; 24) = 0,882.$$

In this case we accept hypothesis H_0 :

$$V_1^2 \quad V_2^2 \quad \dots \quad V_k^2 = const \quad \text{and}$$

$$f_{u,1} \quad f_{u,20} = const.$$

V_k^2 – coefficient of variation of the ultimate strength in fire temperatures.

CONCLUSIONS.

The shear design resistance of connections in sport arena structures should be calculated as fractile (at level $p_{f,ult} = 8,54 \cdot 10^{-6}$) of shear resistance probability density function. The shear resistance density functions can be obtained using the formulas presented in this paper. For steel fasteners it is necessary to verify the values of partial safety factors of shear connectors in fire temperatures. More research is needed on the steel ultimate variance parameters in fire temperatures and on the assumption that the distribution of shear resistance is lognormal.

Acknowledgement. This paper was prepared with the financial support of the project granted by Polish Ministry of Science and Higher Education (N 506243938).

[1] Benjamin J.R., Cornell C.A., Probability, Statistics, and Decisions for Civil Engineers, Mc Graw-Hill, New York 1997.
 [2] Maslak M., Doman ski T., Safety factors in design of steel members for accidental fire situation, Proc of International Conference on Design, fabrication and Economy of Welded Structure. Miskolc, Hungary 24-26 April 2008. pp. 563-570.
 [3] Walpole R.E., Myers R.H., Myers S.L., Probability & Statistics for Engineers & Scientists, Prentice Hall, N.J. 2002

[4] EN 1990, Eurocode 0, Basis of structural design.
 [5] EN-1993-1-8, Eurocode 3, Design of steel structures: Design of joints
 [6] EN-1993-1-2, Eurocode 3, Design of steel structures, General Rules, Structural fire design.

Надійшла 23.10.2012 р.

ВПЛИВ МАТЕРІАЛУ ФІБРИ НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ФІБРОБЕТОНІВ

Будівельна наука має досить великий досвід із дослідження та виготовлення фібробетонів із різними видами дисперсної арматури: сталеві, скляної, полімерної, вуглецевої тощо.

При виробництві фібробетонів використовують ефективні модифікуючі добавки, нові композиційні в'язучі речовини, інтенсивні методи, а також нанотехнології.

Досягнення будівельного матеріалознавства відкриває нові шляхи удосконалення бетонів на основі дисперсного армування, підвищення їх якості та конструктивних можливостей.

Відомо, що фіброве армування спрямоване в першу чергу на контроль і попередження розвитку різного роду тріщин. Поки що у фібробетонах домінує сталева фібра, але застосовують і скляну, і базальтову, а останнім часом – синтетичну макрофібру. Ефективний контроль над тріщинами сприяє не тільки збільшенню їх несучої здатності, але, за рахунок обмеження ширини розкриття тріщин, й довговічності (уповільнення проникнення газів і рідин у бетон, самолікування дрібних тріщин тощо).

Фібри у будівельних матеріалах на основі цементу використовують вже більше ста років. Однак детальні науково обгрунтовані концепції проектування армованих фіброю бетонних композитних матеріалів з'явилися тільки в останні роки [1].

В основу пропонованої роботи покладені такі матеріали:

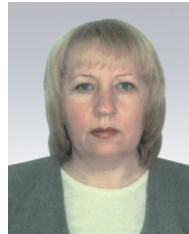
- аналіз проведених авторами різнопланових досліджень фібробетонів: спосіб виготовлення; метод, період часу від початку змішування та місце внесення фібри; розподіл фібри у мережі під час транспортування і в об'ємі в залежності від пластичності фібробетонів, умов транспортування, температури навколишнього середовища тощо;
- результати досліджень вмісту і розподілу фібри у матриці за методом «промивання» або магнітним, міцності та стійкості фібробетонів, їх властивостей у залежності від умов експлуатації, агресивності середовищ;
- результати окремих досліджень властивостей фібр та фібробетонів, отриманих спільно



А.Я. Барашиков
завідувач кафедри залізобетонних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, д.т.н., професор



В.К. Мельник
начальник відділу контролю якості ТОВ «МС БУД», м. Київ, к.т.н.



Т.А. Рябенко
інженер ЗАТ «Форум – ДС», м. Київ

но з Інститутом електрозварювання імені Є.О. Патона НАН України, НДІБК, КНУБА, МСБУД та багатьох інших організацій;

- узагальнення досліджень впливу п'яти основних видів фібр (базальтової, металевої, полімерної, полімерно-армувальної, сополімерної) за міцністю фібробетонів на стиск і на розтяг при згині, стираності поверхні фібробетонів, водопоглинання фіброю з фібробетонних сумішей у процесі тужавіння;
- критичний аналіз результатів досліджень фібробетонів, проведених вітчизняними та іноземними науковцями за останній період [2, 3].

Досліджувались вплив типу, виду, розмірів, вмісту конструктивних особливостей та комбінації різних видів фібр, які випускають у Бельгії, Ізраїлі, Італії, Німеччині, Польщі, Росії та Україні на основі фізико-механічних характеристик фібробетонів.

Основні дослідження виконувались для фібробетонів із матрицями бетонів класів В20...В35, які використовують для влаштування

підлог, будівництва автодоріг і майданчиків. При цьому для різних об'єктів регіонів України досліджувались натурні зразки фібробетонів із матрицями В7,5...В40 різного призначення – від мостобудування до житлового будівництва.

Експериментальні дослідження зразків.

Нижче наведені результати досліджень фібробетонних зразків, які були виконані різними організаціями.

Велику серію досліджень міцності бетонів на стиск і розтяг при згині згідно з технічним завданням виконали у випробувальних лабораторіях. Метою цих досліджень було визначення ефективності фібробетонів із п'ятьма типами фібр: металевою, поліпропіленовою, базальтовою, сополімерною та полімерно-армувальною (рис. 1).

При виготовленні дослідних зразків використовували такі матеріали для фібробетонних сумішей:

- портландцемент ПЦ 1-500Р виробництва ПАО «Хайдельберг Цемент Україна» із середньою активністю 28 діб 50,8 МПа у кількості 390 кг/м³;
- щебінь гранітний фракцій від 5 до 20 мм виробництва ВАТ «Пенізевицький кар'єр» – 1150...1170 кг/м³;
- пісок річковий дніпровський з модулем крупності 1,55 – 650...700 кг/м³;
- хімічна добавка Sika Plast 520 – 0,5...1,4 %;
- водоцементне відношення В/Ц 0,5 см;
- осідання конуса – 10±2 см;
- металева фібра вмістом від 25 до 45 кг/м³;
- поліпропіленова фібра – 0,9 кг/м³;
- базальтова фібра – від 2 до 6 кг/м³;
- сополімерна фібра – від 2 до 6 кг/м³;
- полімерно-армувальна фібра – від 2 до 6 кг/м³.

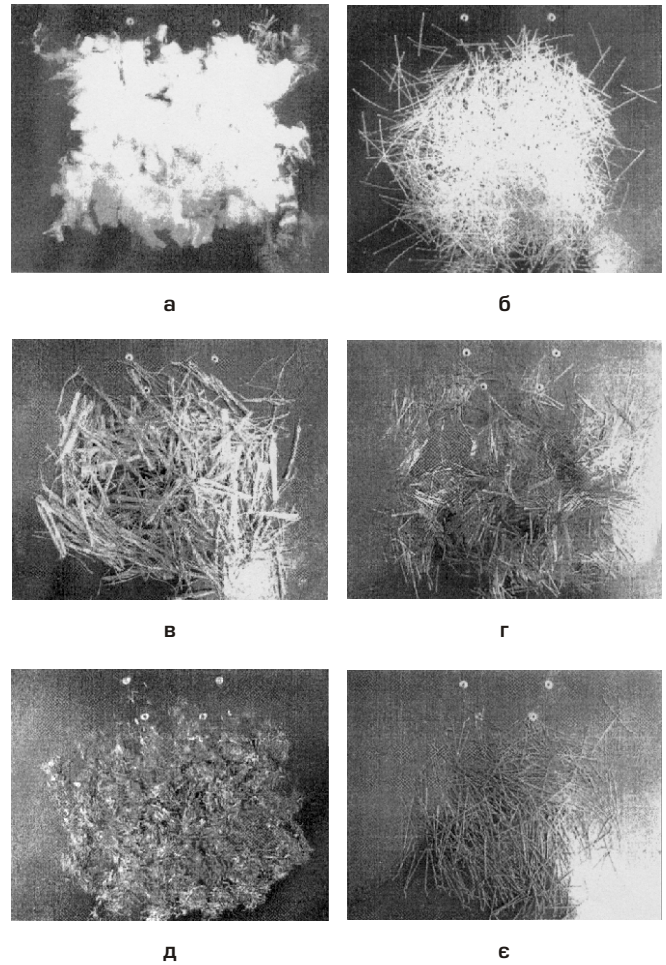


Рис. 1. Різні типи дослідної фібри:
 а – полімерна; б – полімерно-армувальна; в – сополімерна;
 г – базальтова (ℓ = 24 мм); д – базальтова (ℓ = 5 мм);
 е – металева

Усього було виготовлено 20 серій фібробетонних зразків із такою кількістю: у кожній серії по 3 зразки розмірами 100 100 100 мм і 100 100 400 мм відповідно для випробувань міцності на стиск і розтяг при згині. Вибіркові партії зразків розмірами 70,7 70,7 70,7 мм випробувані на стираність.

Збільшення максимальної міцності фібробетонів у порівнянні з неармованим бетоном

Тип армувальної фібри	Клас бетону матриці	Вміст фібри, кг/м ³	Прирощення міцності, %	
			на розтяг при згині	на стиск
Металева	В30	25	11,2	4...12
		35	15,9	
		45	16,4	
Базальтова	В30	2...6	30,4	3...20,5
Полімерно-армувальна	– « –	– « –	36,9	4...10,9
Сополімерна	– « –	– « –	49,5	3...15

Примітки: 1. За даними КНУБА, міцність фібробетону з базальтовою фіброю на розтяг при згині при матриці В30 зростає на 29 %, а при матриці – розчині М100, для міцності на стиск – на 58 %.
 2. Для фібробетону з базальтовою фіброю і матрицею В7,5 – В30 наведені середні дані.
 3. Зростання міцності в залежності від довжини фібри наведено на рис. 2.

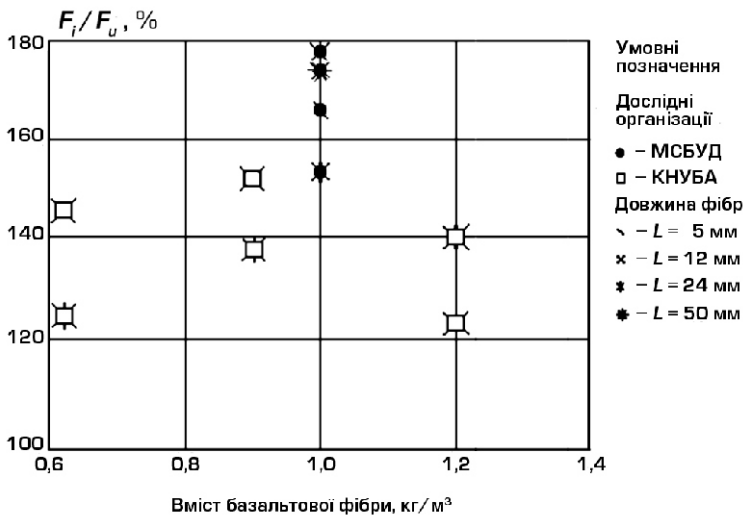


Рис. 2. Зростання міцності в залежності від довжини фібри

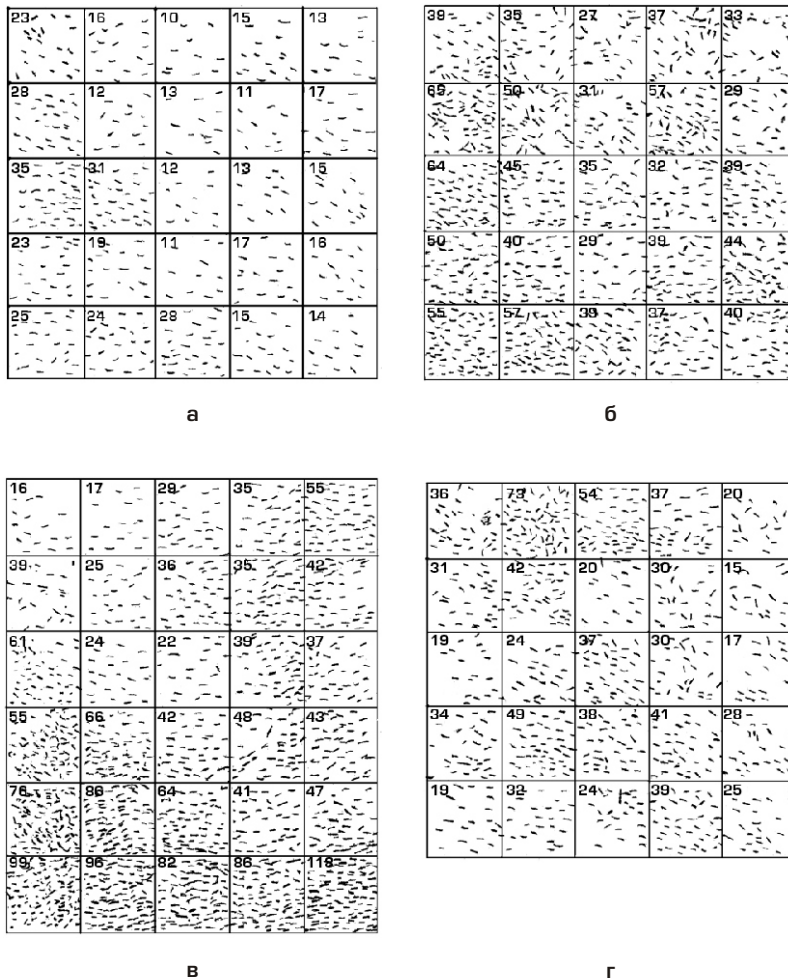


Рис. 3. Загальна сума слідів металевої фібри за результатами обстеження поверхні сталевібробетону для різних ділянок підлог, після фрезерування (цифри у куцах квадратів означають кількість фібр на даній площині розміром 1 1 м)

Дослідні зразки виготовляли у чотири етапи:

- 1) перемішували суху суміш цементу, піску і щебеню;
- 2) у процесі перемішування вводили відповідну фібру, після досягнення однорідності суміші додавали воду і хімічну добавку;
- 3) визначали осідання конуса та щільність отриманої суміші;
- 4) виготовляли дослідні зразки на лабораторному вібростенді;
- 5) при відхиленні від нормативних величин вносили корективи у відповідні величини (вміст води, добавки Sika Plast 520, щебінь, пісок) для отримання необхідних результатів.

Для перемішування суміші використовували бетонозмішувачі примусової дії моделі IPEPВЕТ (Італія). Ущільнювали зразки на лабораторному вібростолі CONTROLS (Італія).

Зберігання та тверднення зразків відбувалося у камері нормальної температури +22 °С і вологістю 95 % згідно з вимогами чинних норм [3]. Розпалублення зразків, призначених для випробування на стиск і стираність, проводили через 24 год, а зразки для визначення міцності на розтяг при згині – через 96 год.

Випробування міцності бетону на стиск проводили відповідно до вимог чинних норм [4] на випробувальному пресі 50-C46F/S виробництва фірми CONTROLS (Італія).

Результати дослідження фібробетонних зразків на міцність наведені у таблиці.

Окрім міцності були виконані дослідження із розподілення у тілі фібробетону різних видів фібри. Так, при використанні фібробетону підвищеної рухомості пластичності П4, П5 за умови подавання фібробетону бетононасосом при укладанні, перевезенні і перекачуванні фібробетону відбувається суттєве розширення сталевібробетону.

Встановлено, що концентрація металевої фібри у верхніх шарах покриття, які найбільш динамічно напружені, зменшується у 10...12,5 разів. Це суттєво погіршує протидію тріщиноутворенню. При використанні базальтової фібри такого не спостерігається.

На рис. 3 наведені результати досліджень розподілення металевої фібри на поверхні підлоги. Сліди розташування фібри визначали після фрезерування на глибину 5...7 мм поверхні підлоги. Наведені рисунки свідчать про вкрай нерівномірне розподілення фібри на поверхні сталевібробетонної підлоги.

Якщо розглянути рис. 3, а, то можна засвідчити, що кількість наявної фібри у різних місцях підлоги може відрізнятись більш ніж у 3 рази, на рис. 3, в різниця у кількості фібри у різних місцях підлоги сягає 6 разів.

Накопичений досвід виготовлення підлог і аналіз роботи багатьох організацій дозволили визначити економічний ефект використання різних видів фібр. За результатами цих досліджень встановлено, що найбільш ефективно щодо вартості є базальтова фібра. Так, вартість 1 м³ бетону фібри ТОВ «Технобазальт-Інвест» (Україна) виявилась майже у 2 рази меншою за полімерно-армувальну (ТОВ «Пульсар», Польща), у 3 рази – за металеву (ТОВ «Стальканат», Україна) та більш ніж у 4 рази – за сополімерну (ТОВ «Альпі-Львів», США).

Висновки.

1. Найбільш ефективними слід вважати базальтову, полімерну армувальну та сополімерну фібри. При найбільш ефективному вмісті такої фібри у бетонній матриці класу В30, П3, F150, W2 міцність на розтяг при згині збільшується на 30...50 % у порівнянні з бетонними зразками.

2. Фібробетон на базі металевої фібри показує збільшення міцності на розтяг при згині при аналогічній матриці до 20 %.

3. Базальтова – єдина фібра у класі неметалевих фібр, яка не дає зменшення міцності на розтяг при згині при ефективному вмісті фібри. У той же час використання полімерно-армувальної фібри може знизити міцність на 6 %, а сополімерної – на 7,6 %.

4. Водопоглинення у базальтобетонній суміші майже на порядок менше ніж у поліпропіленової.

5. При низьких класах бетонної матриці (наприклад, для В7,5) введення базальтової фібри може підвищити міцність на стиск більше ніж на 50–60 %.

6. Дослідження засвідчили суттєве розширення сталевібробетону при підвищеній рухомості. Так, концентрація металевої фібри у верхніх шарах бетонного покриття зменшується у 10...12,5 разів при максимально допустимому 15 %.

7. При проектуванні складу фібробетону необхідно враховувати різні його властивості, такі як довговічність, тріщиностійкість, морозостійкість, ударна міцність, опір стираності, водонепроникності, міцності на розтяг при згині і на стиск.

Вкрай бажано оптимізувати вміст фібри, що підвищить ефективність комплексного матеріалу та знизить його вартість.

8. Результати проведених досліджень, а також критичний аналіз досліджень інших авторів і організацій дозволяє дійти висновку про переваги базальтової фібри виробництва ТОВ «Технобазальт-Інвест» для виробництва базальтофібробетону з матриць класів В7,5...В40 без обмежень, за критеріями стійкості, довговічності та експлуатаційної надійності.

[1] Малик М.М., Мельник В.К., Барашиков А.Я. Шляхи удосконалення методів контролю якості при влаштуванні промислових фібробетонних підлог // Вісник ДонНАБА. – Вип. 2005-8 (5) – С. 165–171.

[2] Войлоков И.А., Кожаев С.Ф. Базальтофібробетон. Исторический экскурс // Инженерно-строительный журнал, 2009. – № 4. – С. 26–31.

[3] Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. – М.: – 2004 – 550 с.

[4] ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.

Надійшла 05.10.2012 р.

СОСТАВНАЯ ПАНЕЛЬ

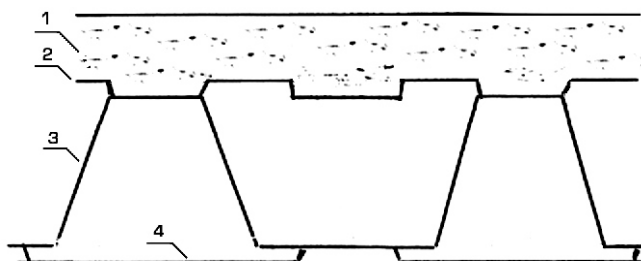
В настоящее время при возведении железобетонных монолитных перекрытий в качестве опалубки широко применяется профилированный лист. Такое решение предусматривает расположение бетона в нейтральной и растянутой зонах поперечного сечения изгибаемого элемента, что приводит к излишнему утяжелению конструкции. Известно, что в плите перекрытия толщиной 22 см только 2–3 см сжатой зоны поперечного сечения работают по прямому назначению.

В предлагаемой конструкции исходным является решение, приведенное в патентах № 63579 и № 71010.

Поперечное сечение изгибаемого элемента более целесообразно сформировать следующим образом: слой бетона; профилированный лист минимального размера и минимальной толщины; профилированный лист максимального размера и максимальной толщины, который укладывается широкими полками вниз, и гладкий лист (см. рисунок).

В месте действия перерезывающих сил касательные напряжения по контакту между листами 2–3 и 3–4 осуществляются с помощью саморезов или заклепок. Восприятие касательных напряжений на контакте бетон–металл осуществляется с помощью известных простых конструктивных решений.

Оценка несущей способности по нормальному сечению в зоне действия изгибающего момента производится по расчетным зависимостям, полученным на основе теории упругого железобетона. Зависимость напряжение–деформация линейна. Приняты следующие допущения: сжатая зона бетона имеет прямоугольную эпюру напряжений, в растянутой зоне работают гладкий лист 4 и нижняя широкая полка 3.



Поперечное сечение изгибаемого элемента:

1 – слой бетона; 2 – профилированный лист минимального размера и минимальной толщины; 3 – профилированный лист максимального размера и максимальной толщины; 4 – гладкий лист



Г.М. Реминец
к.т.н.

Расчетная зависимость для определения несущей способности по нормальному сечению:

$$M = R_s A_s (h - h_n/2),$$

где R_s – предел прочности стали листа при растяжении; A_s – площадь принятой в расчете растянутой части поперечного сечения профилированных листов; h – высота поперечного сечения плиты; h_n – высота сжатой зоны бетона.

Кривизна сечения определяется как $1 / (s_6 - s_3) / h$.

После общеизвестных подстановок и преобразований получаем:

$$\frac{1}{E_s A_s h (h - h_n/2)} (1 - n),$$

где $n = E_s / E_b$; A_s / bh ; b – ширина бетонной полки.

По несущей способности и деформативности в расчетные зависимости не включены сечения, расположенные в средней его части. Такое упрощение вполне оправдано при решении прикладных задач. Совпадение расчетных величин и данных экспериментов, как показывает сопоставительный анализ, позволяет прогнозировать поведение конструкции с достаточной для практических задач степенью достоверности.

Для панели, имеющей толщину слоя бетона $h_n = 3$ см, основным несущим элементом конструкции принят профиль фирмы «Ruukki» T153–119L–840, в растянутой зоне – профиль T15–115X–1134. Величина изгибающего момента, воспринимаемого сечением, составляет 971840 кгс·см. Такой момент обеспечивает несущую способность плиты пролетом $l_0 = 600$ см, $q = 2000$ кгс/м². Для пролета 700 см – $q = 1600$ кгс/м², 900 см – $q = 960$ кгс/м².

Предлагаемая конструкция может быть усилена за счет предотвращения потери местной устойчивости.

Для создания защемления на опоре не требуется дополнительных конструктивных доработок.

Как показывают предварительные расчеты, в рассматриваемой панели ($l = 600$ см) при нагрузке 400 кгс/м² прогиб составит 0,8 см.

Надійшла 23.10.2012 р.

МІЖНАРОДНА УКРАЇНСЬКО-ПОЛЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ «МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ПРОСТОРОВИХ СПОРТИВНИХ СПОРУД»

Згідно з рішенням виконавчого комітету УЄФА у 2007 р. Україна та Польща отримали право на проведення фінальної частини чемпіонату Європи 2012 року з футболу. Урядами цих країн були ухвалені рішення, на базі яких міністерствами і відомствами було розроблено цільові програми з підготовки та проведення цього турніру. Не залишився осторонь і науково-інженерний загал обох країн, який не тільки брав безпосередню участь у виконанні урядових завдань із будівництва спортивних арен, готелів, доріг та інших споруд, а й виконував значний обсяг робіт із їхнього науково-технічного обґрунтування. Оскільки під час будівництва всіх об'єктів, які готувались до проведення Євро-2012, була врахована низка останніх досягнень будівельної науки і техніки, наукові організації України та Польщі, які були задіяні у цій роботі, висловили бажання представити свої досягнення на тематичній міжнародній науково-технічній конференції.

На розвиток цієї ініціативи у м. Києві 16–19 жовтня ц.р. відбулася Міжнародна науково-технічна конференція «Металеві конструкції просторових спортивних споруд», присвячена чемпіонату Європи з футболу «Євро-2012». Організаторами конференції, яка стала першою українсько-польською конференцією з питань будівництва за часів незалежності України, виступили відомі наукові установи України та Польщі – Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Гданський технологічний університет, що брали безпосередню участь у створенні багатьох спортивних об'єктів у своїх країнах. Конференція відбулася за підтримки Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, Київської міської державної адміністрації, Національної академії наук України, Академії будівництва України, Міжнародної асоціації з оболонкових та просторових конструкцій (IASS), Комітету будівництва Польської академії наук і Варшавського Національного центру спорту.

Перед початком роботи конференції її учасників привітали: від української сторони – співголова Програмного комітету О.В. Шимановський і співголова Організаційного комітету В.М. Гордеев (Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського); від польської сторони – співголова Програмного комітету Є. Зюлко і співголова Організаційного комітету Е. Урбаньска-Галевська (Гданський технологічний університет).

На засіданнях конференції було розглянуто понад п'ятдесят доповідей, які були підготовлені 85 вченими і фахівцями з 6 країн – України, Польщі, Естонії, Франції, Ізраїлю та Росії, з таких основних напрямів досліджень:

- металеві конструкції стадіонів і спортивних споруд: проектування, виготовлення і монтаж;
- розроблення раціональних типів будівельних металевих конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження роботи елементів і з'єднань;
- розвиток методів розрахунку і проектування будівельних металевих конструкцій і споруд;
- проблеми автоматизації проектування і розрахунку металевих конструкцій;
- удосконалення технологій виготовлення і монтажу металевих конструкцій, ремонту і реконструкції будівель і споруд.

Стадіонам України, побудованим до Євро-2012, були присвячені доповіді О.В. Шимановського, І.М. Лебедича, В.П. Шнейдера, Р.С. Ракші, В.І. Гуляєва, В.В. Гайдайчука, А.В. Перельмутера, В.В. Холькіна, Ю.С. Слюсаренка, С.І. Білика та інші.

У вступній доповіді О.В. Шимановського було розглянуто концептуальні та конструктивні рішення побудованих та реконструйованих стадіонів. Особливу увагу було приділено вирішенню проблем виготовлення і монтажу металоконструкцій та участі Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського у проектуванні, спорудженні та науково-технічному супроводі цих об'єктів.


А.А. Гром

завідувач науково-дослідного відділу технічного розвитку Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, к.т.н., старший науковий співробітник


Г.В. Ленда

завідувач групи супроводу науково-технічної діяльності відділу технічного розвитку Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського


Відкриття конференції

ОБ'ЄКТИ ЕКСКУРСІЙНОЇ ПРОГРАМИ КОНФЕРЕНЦІЇ



НСК «Олімпійський»



Подільський міст

Актуальними темами засідань були:

- унікальні архітектурно-конструктивні рішення всячого покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» у м. Києві і дослідження надійності його основних конструктивних елементів, висвітлені у доповідях І.М. Лебедича, Ю.І. Серьогіна і А.Ю. Жагуна-Лінника;
- моделювання і чисельні дослідження роботи залізобетонних конструкцій трибун стадіону НСК «Олімпійський», а також технології відновлення і продовження ресурсу залізобетонних конструкцій трибун верхнього ярусу стадіону – розглянуті спеціалістами Науково-дослідного інституту будівельних конструкцій Ю.С. Слюсаренком, Ю.І. Калюхом, П.Г. Круковським і В.Г. Поклонським;
- основні конструктивні схеми стадіону «Донбас-Арена» і адаптація їх проектних рішень до вимог будівельних норм України, а також питання проектування і експлуатації систем моніторингу за станом будівельних конструкцій стадіону – висвітлені в доповіді Ю.С. Слюсаренка і В.В. Холькіна.

Другий день конференції був присвячений стадіонам Польщі, побудованим до Євро-2012. Конструктивні рішення польських стадіонів були представлені у доповідях А. Райхгарта, Є. Зюлки, А. Лесняка, Л. Міари, К. Жолтовського, Д. Ковальського, С. Малгожати, М. Машляка, М. Гвождзя, Т. Доманьського та інших. Значну увагу в доповідях було приділено конструкції та технології монтажу сталевого каркаса і покриття стадіону «PGE Arena-Gdan sk» у м. Гданську, конструктивним особливостям покриття Національного стадіону в м. Варшаві, а також питанням надійності сталевих болтових з'єднань металевих конструкцій стадіонів у випадку пожежі.

Окремою тематикою доповідей були проблеми науково-технічного супроводу при реконструкції будівельних об'єктів, визначення залишкового ресурсу металоконструкцій, оцінки ризиків експлуатації металоконструкцій в умовах вичерпання їхнього ресурсу, а також методика «ризик-аналіз» показників довговічності металоконструкцій при виборі заходів первинного і вторинного захисту від корозії.

Конференція сприяла вирішенню багатьох актуальних проблем будівництва і пройшла як школа передового досвіду, творчих дискусій, апробації нових ідей і прогнозування перспективних напрямів розвитку.

За результатами роботи конференції учасники прийняли наступні рішення:

- схвалити тенденції щодо проектування та конструювання конструкцій спортивних та просторових споруд із урахуванням їхньої архітектурної виразності, технологічності на стадіях виготовлення та монтажу, захисту від механічних пошкоджень та хімічної корозії;
- удосконалити методи розрахунку та раціонального проектування елементів конструкцій; проектування конструкцій та споруд проводити з застосуванням сучасних високопродуктивних обчислювальних комплексів;
- продовжити пошук шляхів удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу конструкцій, ремонту і реконструкції будівель і споруд;
- продовжити вивчення проблем технічної експлуатації, методів оцінки технічного стану і визначення залишкового ресурсу металоконструкцій, заходів щодо підвищення несучої здатності;
- рекомендувати розширити співробітництво з міжнародними організаціями і установами в галузі будівництва шляхом укладання угод про взаємний обмін досвідом, науковцями і спеціалістами, а також проведення спільних науково-технічних конференцій.

Для учасників конференції була проведена низка оглядових екскурсій на найбільш визначні будівельні об'єкти м. Києва, у тому числі на НСК «Олімпійський», Подільський міст, до Національного музею історії Великої Вітчизняної війни, а також ознайомлювальна екскурсія по місту з відвідуванням Києво-Печерської лаври.

Надійшла 26.11.2012 р.

ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК) у форматі *.doc, docx, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у форматах tif, eps, jpg – 300 dpi або на паперових носіях для сканування.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

Вартість розміщення реклами (з урахуванням ПДВ та податку на рекламу)

Формат	Розміри, мм		Одноколірна, ціна ум. од.	Двоколірна, ціна ум. од.	Багатоколірна, ціна ум. од.
A4	185 x 270		150	300	450
1/2 A4	85 x 270	185 x 130	75	150	240
1/4 A4	85 x 130	185 x 60	40	75	130
1/8 A4	85 x 60		20	40	

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

- 1-а сторінка – 700 ум. од.
- 2-а сторінка – 600 ум. од.
- 3-я сторінка – 500 ум. од.
- 4-а сторінка – 500 ум. од.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»
(передплатний індекс – 98848)
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 10 від 06.12.2012 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Ніколайчук О.Л.**

Підписано до друку 10.12.2012 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Літера», вул. Мельникова, 73-А, м. Київ, 04119, тел. 502-68-08

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
За зміст реклами відповідає подавач
Редакція не завжди поділяє думку авторів
Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали

Вітаємо із 85-річчям

**ЗЛОБІНА
Геннадія Карповича**

**знаного фахівця і організатора будівельного виробництва,
президента Академії будівництва України, лауреата премії АБУ
ім. академіка М.С. Буднікова, заслуженого будівельника України,
лауреата Державної премії в галузі науки і техніки України,
іноземного члена Російської Академії архітектури і будівельних наук,
доктора будівництва АБУ, професора**

Геннадій Карпович Злобін народився в 1927 р. у м. Стаханові Луганської обл. у шахтарській родині. Після закінчення Харківського гірничого інституту протягом 1951-1952 років працював начальником дільниці в системі Південно-Східного гірничохімічного комбінату Мінсередмашу СРСР. З 1952 по 1963 рр. обіймав посади начальника дільниці, головного інженера і начальника управління тресту «Краснолучшахтобуд», головного інженера тресту «Свердловськшахтобуд», головного інженера і начальника комбінату «Донбасантрацитшахтобуд».

Злобін Г.К. брав участь у будівництві багатьох вугільних шахт, збагачувальних фабрик, серед яких Новолавлівська-Східна, Червоний партизан, комсомольські шахти Суходольські № 1 і № 2, Дувана № 2, Молодогвардійська № 1 і № 2, Суходольська центральна збагачувальна фабрика, а також багатьох об'єктів соціального призначення.

У 1963–1964 рр. працював заступником Міністра Мінбуду УРСР, в 1964–1975 рр. – завідувачем відділу будівництва та комунального господарства ЦК Компартії України. Брав безпосередню участь у спорудженні об'єктів заводів чорної металургії, нафтохімії, азотних добрив, важкого машинобудування та інших галузей промисловості, а також у зведенні Палацу «Україна», Українського дому, музею Великої Вітчизняної війни у м. Києві та багатьох інших.

З 1975 по 1990 рр. Злобін Г.К. очолював Державний комітет у справах будівництва УРСР.

Під його керівництвом Комітет здійснював науково-технічну діяльність у будівельній галузі – розробляв генеральні плани і планувальну докумен-



тацію для населених пунктів, проекти територіального розвитку; технічну документацію для житлового та соціального будівництва, окремі загально-союзні галузеві нормативи, стандарти і технічні регламенти; виконував наукові дослідження щодо вдосконалення технологій будівельного виробництва, експертизу проектних рішень, контроль якісного ведення будівельних процесів, приймання завершених об'єктів. Особлива увага приділялась розвитку бази великопанельного будівництва жила та індустріалізації зведення промислових об'єктів.

У 1990–1993 рр. Геннадій Карпович очолював Спілку цивільних інженерів України.

З 1993 р. по теперішній час є президентом Академії будівництва України, яка об'єднала в своєму складі основний інтелектуальний потенціал галузі, зосереджений у наукових, проектних та освітніх інститутах, будівельних організаціях та підприємствах.

Злобін Г.К. – автор низки видань. За його редакцією надруковано монографії: «Капітальне будівництво в Українській РСР» (1984), «Чорнобиль – післяаварійна програма будівництва» (1998) та ін. Він є головним редактором «Вісника» та часопису «Економіка будівництва» АБУ.

Злобін Г.К. нагороджений орденами Трудового Червоного Прапора (1964, 1966, 1973, 1986), Жовтневої Революції (1971), Дружби народів (1977), «За заслуги» III ступеня (1997), знаком «Шахтарська Слава» I, II, III ступенів Міністерства вугільної промисловості СРСР, відзнаками Уряду України. Обирався депутатом Верховної ради УРСР VII-XI скликань.



Щиро зичимо Геннадію Карповичу міцного здоров'я, натхнення, творчих успіхів.



ПАМ'ЯТІ ТОВАРИЩА

**У липні цього року
пішов із життя
талановитий педагог
і видатний вчений
у галузі
тунелебудування**

**Юрій Миколайович
АЙВАЗОВ**

Народився Юрій Миколайович 21 серпня 1934 р. у м. Києві. Після закінчення Київського будівельного технікуму залізничного транспорту працював на Балтійській залізниці мостовим майстром. Протягом 1954–1957 рр. проходив службу у лавах Радянської Армії.

У 1962 р. після закінчення Київського автомобільно-дорожнього інституту Юрій Миколайович почав працювати у Київському науково-дослідному інституті будівельних конструкцій, обіймаючи посаду в.о. старшого наукового співробітника. У 1963 р. він вступив до аспірантури при КАДІ за спеціальністю «Будівельні конструкції», де й працював до кінця свого життя.

У червні 1967 р. захистив кандидатську дисертацію на тему: «Розвиток методів розрахунку багат шарнірних тунельних оправ», у 1968 р. йому присвоєно вчений ступінь кандидата технічних наук.

З 1968 р. працював на кафедрі «Штучні споруди та гідравліка» на посаді доцента. У 1990 р. захистив докторську дисертацію на тему «Прикладна теорія квазістатичної взаємодії оправ підземних споруд із масивом гірських порід», у 1992 р. отримав звання професора кафедри «Мости та тунелі».

Айвазов Ю.М. зробив значний внесок у розвиток механіки гірських порід. Він заснував відому в Україні наукову школу з розрахунку тунельних оправ з урахуванням пружно-пластичного відпору ґрунту. Запропоновані ним методи розв'язку квазістатичної задачі механіки деформовного ґрунту набули широкого розповсюдження в проектуванні транспортних тунелів і метрополітенів.

Юрій Миколайович брав активну участь у розробленні складної проектної документації з будівництва київського метрополітену, був членом науково-технічної ради і головним консультантом корпорації «Укртунельметробуд», членом Національного комітету України з теоретичної та прикладної механіки, членом наукової ради інституту «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського».

Професор Айвазов Ю.М. – автор понад 70 друкованих праць, навчальних посібників, один із розробників Державних будівельних норм України «Споруди транспорту. Метрополітени».

Під його науковим керівництвом захистили кандидатські дисертації четверо аспірантів.

Юрій Миколайович мав заслужений авторитет і повагу серед студентів, науковців, проєктувальників, будівельників та громадських організацій.

Колектив кафедри «Мости та тунелі» назавжди збереже світлу пам'ять про нашого колегу.

Кафедра «Мости та тунелі» Національного транспортного університету.